

**MANUAL BASADO EN EL TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE
NSR-10**



CARLOS EDUARDO TIBADUIZA DIAZ

2040234



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2011**

**MANUAL BASADO EN EL TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE
NSR-10**



CARLOS EDUARDO TIBADUIZA DIAZ

TRABAJO DE GRADO PARA OBTAR POR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR

ING.M.Sc LUIS ALBERTO CAPACHO S



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2011

DEDICATORIA

Este trabajo de grado está

enteramente dedicado a Mercedes Díaz y

Ricardo Tibaduiza Coronado. Gracias por atreverse en confiar en mí; es obvio que sin ustedes este sueño nunca hubiera podido ser completado.

Sencillamente ustedes son la base de mi vida profesional les estaré agradecido.

Carlos Eduardo Tibaduiza Diaz

AGRADECIMIENTOS

A mis Padres por su determinación, entrega humildad que me han enseñado y por apoyarme en todas las decisiones que he tomado en la vida.

A mis Hermanos Iván y Alexis por creer siempre en mi

A mis maestros, en especial al Ingeniero Luis Alberto Capacho Silva, por sus consejos y por compartir desinteresadamente sus amplios conocimientos y experiencia.

A mi novia Deisy por el cariño y apoyo

A el grupo H1 de caracterización de materiales II del primer semestre de 2011

A mis compañeros y compañeras por todos los momentos de nuestra carrera

Carlos Eduardo Tibaduiza Diaz

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION.....	22
OBJETIVOS.....	24
OBJETIVO GENERAL.....	24
OBJETIVOS ESPECIFICOS	24
1 FACTORES DE SEGURIDAD [H.2.4].....	25
1.1 FACTOR DE SEGURIDAD EN INGENIERIA CIVIL	25
1.2 ALGUNAS PROPIEDADES DEL FACTOR DE SEGURIDAD F_s	26
1.3 FACTORES DE SEGURIDAD BASICOS E INDIRECTOS EN GEOTECNIA	28
1.3.1 Factor de seguridad básico en geotecnia.....	28
1.3.2 Factores de seguridad indirectos en geotecnia.....	32
1.4 VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD GEOTÉCNICO BÁSICO, FSB [H.2.4.3].....	33
1.5 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS DE CAPACIDAD PORTANTE EN CIMIENTOS SUPERFICIALES	34
1.6 TENER EN CUENTA.....	38
1.7 RECOMENDACIÓN GENERAL	39
2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO [H.3].....	40
2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORIAS [H.3.1.1].....	40
2.2 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO PARA ESTUDIOS DEFINITIVOS [H.3.2].....	41

2.2.1	Información previa [H.3.2.1]	41
2.2.2	Exploración de campo [H.3.2.2]	41
2.2.3	Número mínimo de sondeos [H.3.2.3].....	41
2.2.4	Efectos por repetición.....	42
2.3	DISTRIBUCION Y NUMEROS DE SONDEOS EN UNIDADES DE CONSTRUCCION	42
2.3.1	Caso I Efecto por repetición	42
2.3.2	Caso II Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	43
2.3.3	Caso III del número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	44
3	CIMENTACIONES [H.4].....	46
3.1	CIMENTACIONES SUPERFICIALES [H.4.2].....	47
3.1.1	Estado límite de falla [H.4.2.1]:	47
3.1.2	Estado limite de servicio [H.4.2.2]:	51
3.2	CAPACIDAD CARGA CIMENTACIONES SUPERFICIALES	51
3.3	FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS [H.4.7].....	64
3.4	EFFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA...67	
3.4.1	Excentricidad en una dirección	69
3.4.2	Excentricidad en dos direcciones.....	70
3.5	ASENTAMIENTOS [H.4.8].....	76
3.5.1	Asentamientos inmediatos [H.4.8.1]:.....	76
3.5.2	Asentamientos por consolidación [H.4.8.2]:	82
3.5.3	Asentamientos secundarios [H.4.8.3]:.....	85
3.5.4	Asentamientos totales[H.4.8.4]:	86

3.6	EFFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS [H.4.9].....	86
3.6.1	Clasificación [H.4.9.1]:.....	86
3.6.2	Límite de asentamientos totales [H.4.9.2]:	87
3.6.3	Límite de asentamientos diferenciales [H.4.9.3]:.....	87
3.7	CIMENTACIONES CON PILOTES [H.4.4]	89
3.7.1	Estado límite de falla [H.4.4.1]:.....	92
3.7.2	Estado límite de servicio [H.4.4.2]:	92
3.8	CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES	93
3.8.1	Resistencia por la punta.....	95
3.8.2	Resistencia por fricción	102
3.8.3	Fricción superficial negativa	108
3.9	ASENTAMIENTOS EN PILOTES	112
3.10	GRUPO DE PILOTES.....	114
3.10.1	Eficiencia grupo de pilotes	115
3.10.2	Capacidad de carga de grupo de pilotes.....	116
3.10.3	Asentamiento en grupo de pilotes.....	121
3.11	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIONES [H.4.6]	124
4	EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES [H.5]	125
4.1	EXCAVACIONES [H.5.1].....	126
4.1.1	Estado límite de falla [H.5.1.2]:	126
4.1.2	Estado límite de servicio [H.5.1.3]:	128
4.2	ESTABILIDAD DE TALUDES EN LADERAS NATURALES Ó INTERVENIDAS [H.5.2].....	129
4.2.1	Reconocimiento:.....	129

4.2.2	Consideraciones generales:.....	131
4.2.3	Secciones de análisis [H.5.2.3]:	134
4.2.4	Presiones de poros [H.5.2.4]:.....	134
4.2.5	Sismo de diseño [H.5.2.5]:	135
4.2.6	Metodología [H.5.2.6]:	136
4.2.7	Factores de seguridad [H.5.2.7]:	136
5	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN [H.6]	137
5.1	DIMENSIONAMIENTO	138
5.2	CONSIDERACIONES DE DISEÑO [H.6.3].....	138
5.3	EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS [H.6.6]	139
5.4	EMPUJES DEBIDOS AL AGUA [H.6.5]	141
5.5	PRESIÓN DE TIERRAS [H.6.4].....	142
5.5.1	Coeficiente de presión lateral de tierras [H.6.4.1]:	144
5.5.2	Empuje lateral de tierras [H.6.4.2]:.....	144
5.5.3	Estado en reposo [H.6.4.3]:.....	144
5.5.4	Estado activo.....	148
5.5.5	Estado pasivo [H.6.4.5]:	151
5.6	EMPUJES SÍSMICOS [H.6.8].....	153
5.7	ESTADOS LÍMITES [H.6.2]	155
5.7.1	Estado limite de falla [H.6.2.1]:.....	155
5.7.2	Estado límite de Servicio [H.6.2.2]:	155
5.8	CAPACIDAD ANTE FALLA [H.6.7]	156
5.6.1	Revisiones por estabilidad:	156
5.9	FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS [H.6.9].....	161

6	LA LICUACIÓN Y LOS FENÓMENOS RELACIONADOS	162
6.1	DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO:	162
6.2	FENÓMENOS RELACIONADO [H.7.4]:	166
6.2.1	Licuación de flujo [H.7.4.1]:	166
6.2.2	Volcanes de arena [H.7.4.3]:	167
6.2.3	Movilidad cíclica [H.7.4.2]:	168
6.3	SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN [H.7.4.4]:	168
6.4	MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	170
6.4.1	Modelos Físicos	170
6.4.2	Métodos simplificados	170
6.4.3	Métodos Analíticos	178
6.5	MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELOS SUCEPTIBLES A LA LICUACIÓN [H.7.4.6]	178
	CONCLUSIONES	185
	BIBLIOGRAFÍA	186
	Páginas Web consultadas	187

LISTAS DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1- 1 Control de deformaciones con el factor de seguridad.....	26
Figura 1- 2 Relación entre factor de seguridad F_s y probabilidad de falla P_f	27
Figura 1- 3 Rotura de sólidos por cortante y tracción	29
Figura 1- 4 Falla cortante	29
Figura 1- 5 Falla cortante no drenada.....	31
Figura 1- 6 Valores de F_{sqm} para $N_d = D/B = 0.2$	37
Figura 1- 7 Valores de F_{sqm} para $N_b = c'/\gamma B=0.5$	37
Figura 2- 1 Unidades de construcción I	43
Figura 2- 2 Unidades de construcción II.....	44
Figura 3- 1 Ejemplo de estado límites.....	46
Figura 3- 2 Naturaleza de la falla en el suelo por capacidades de carga a) falla general por corte b) falla local de corte c) falla de corte por punzonamiento.....	49
Figura 3- 3 Modos de falla en cimentaciones sobre arena	50
Figura 3- 4 Rango de asentamientos de placas circulares y rectangulares bajo carga última ($D_f/B=0$) en arena.....	51
Figura 3- 5 Gráfica de capacidad admisible VS ancho de zapata B, para una profundidad de desplante de $D=1.5$ m.....	53
Figura 3- 6 Falla por capacidad de carga de un suelo bajo una cimentación rígida corrida.....	54
Figura 3- 7 Cálculo de R, factor de corrección que depende de la posición del nivel de aguas freáticas.....	62
Figura 3- 8 Cimentaciones cargadas excéntricamente	68
Figura 3- 9 Analisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos	70
Figura 3- 10 Área efectiva para el caso I	72

Figura 3- 11 Área efectiva para el caso II	73
Figura 3- 12 Área efectiva para el caso III	74
Figura 3- 13 Área efectiva para el caso IV	75
Figura 3- 14 Suelo continuo	76
Figura 3- 15 Cálculo de asentamientos elásticos usando el factor de influencia de la deformación unitaria.....	77
Figura 3- 16 Asentamiento inmediato en capa semi-infinita	79
Figura 3- 17 Asentamiento inmediato en capa limitada por una base rígida	80
Figura 3- 18 Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida.....	81
Figura 3- 19 Asentamientos por consolidación en arcillas	83
Figura 3- 20 Variación de m y n.....	85
Figura 3- 21 Pilotes respecto a materiales.....	89
Figura 3- 22 Pilotes prefabricados	90
Figura 3- 23 Pilotes de concreto colados in situ.....	90
Figura 3- 24 Pilotes de fricción y de punta.....	91
Figura 3- 25 Pilotes verticales e inclinados.....	91
Figura 3- 26 Capacidad última de carga de un pilote.....	93
Figura 3- 27 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea.....	95
Figura 3- 28 Variación de $(L_b / D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo	96
Figura 3- 29 Variación de los valores máximos N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ del suelo	97
Figura 3- 30 Factores de capacidad de apoyo de Janbu	100
Figura 3- 31 Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo.....	101
Figura 3- 32 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	103
Figura 3- 33 Coeficiente de presión de tierra K	105
Figura 3- 34 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote.....	106
Figura 3- 35 Variación de α con la Cohesión no drenada de una arcilla.....	107
Figura 3- 36 Fricción superficial negativa	109

Figura 3- 37 Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste	113
Figura 3- 38 Grupo de pilotes	114
Figura 3- 39 Capacidad última de grupos de pilotes.....	117
Figura 3- 40 Variación de N^*c con Lg/Bg y L/Bg	119
Figura 3- 41 Método de feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes...	120
Figura 3- 42 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes.....	123
Figura 4- 1 Nomenclatura talud y ladera.....	125
Figura 4- 2 Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un talud.....	129
Figura 4- 3 Detalles a analizar en un deslizamiento.....	131
Figura 4- 4 Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos.....	133
Figura 4- 5 Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes.....	134
Figura 5- 1 Estructuras de contención	137
Figura 5- 2 Dimensionamiento	138
Figura 5- 3 Presión lateral de tierra por carga puntual.....	140
Figura 5- 4 Presión lateral de tierra por carga distribuida	141
Figura 5- 5 Presión lateral de tierra sobre un muro de retención	142
Figura 5- 6 Variación del coeficiente de presión de tierras, k , con el desplazamiento.....	143
Figura 5- 7 Naturaleza de la variación de la presión lateral a una cierta profundidad	144
Figura 5- 8 Presión de la tierra en reposo.....	145
Figura 5- 9 Presión activa de tierra (Rankine)	149
Figura 5- 10 Presión activa de coulomb.....	150
Figura 5- 11 Presión pasiva de coulomb.....	152
Figura 5- 12 Presión activa condiciones sísmicas	154
Figura 5- 13 Revisión por volteo	157

Figura 5- 14 Revisión por Deslizamiento	158
Figura 5- 15 Revisión por capacidad de apoyo.....	159
Figura 6- 1 Representación de partículas en un depósito de suelo.	163
Figura 6- 2 Las fuerzas de contacto disminuyen debido a las altas presiones de agua.....	164
Figura 6- 3 Factor r_d vs profundidad.....	171
Figura 6- 4 Curvas de la relación CRR para diferentes contenidos de finos y $M_w = 7.5$	173
Figura 6- 5 Esquema vibro-densificación.....	179
Figura 6- 6 Esquema vibro-reemplazo.....	179
Figura 6- 7 Esquema de Inyección de Compactación.....	182
Figura 6- 8 Pilotes Radiales.....	183
Figura 6- 9 Esquema inyección de elementos químicos.....	183
Figura 6- 10 Esquema jet grouting.....	184

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1- 1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos	33
Tabla 2- 1 Clasificación de las unidades de construcción por categorías	41
Tabla 2- 2 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción categoría de la unidad de construcción	42
Tabla 3- 1 Correlación del ángulo de fricción con los factores de capacidad de carga.....	52
Tabla 3- 2 Capacidad admisible para $D_f = 1.5$ m y diferentes anchos de cimentación.....	53
Tabla 3- 3 Factores de capacidad de Terzaghi.....	56
Tabla 3- 4 Correlación del ángulo de fricción con los factores de capacidad de carga.....	59
Tabla 3- 5 valores para N_c propuestos por Skempton.....	60
Tabla 3- 6 Capacidad admisible de carga en rocas	64
Tabla 3- 7 Factores de Seguridad Indirectos de capacidad portante Mínimos	64
Tabla 3- 8 q_c y N se relaciona de la siguiente manera	78
Tabla 3- 9 Valores de $C'd$	80
Tabla 3- 10 Valores de $C'd$	81
Tabla 3- 11 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas	88
Tabla 3- 12 valores de I_r según tipo de suelo	99
Tabla 3- 13 Los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse:	104

Tabla 3- 14 Tabla método de feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes	120
Tabla 4- 1 -Valores de KST/amax Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes	136
Tabla 5- 1 Movimiento horizontal en el muro de contención conducente a los estados activos y pasivos	143
Tabla 5- 2 Factores de seguridad indirectos mínimos	161
Tabla 6- 1 Amenaza sísmica (amax/g)	172

LISTA FOTOGRAFIAS

	Pág.
Fotografía 6- 1 Terremoto de Niigata.....	165
Fotografía 6- 2 Desplazamiento lateral	165
Fotografía 6- 3 Terremoto de magnitud $M_s=9.2$	166
Fotografía 6- 4 Falla de la presa Sheffield durante el terremoto de Santa Bárbara en 1925.....	167
Fotografía 6- 5 volcanes de arena como evidencia de la ocurrencia de licuación	168
Fotografía 6- 6 pilotes de compactación	180
Fotografía 6- 7 Compactación dinámica	181

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A: DISEÑO DE SISTEMA DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	188
ANEXO B: ANÁLISIS TALUD DESLIZAMIENTO	211
ANEXO C: MEMORIAS DE DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCION EN VOLADIZO Y EN GAVIONES.....	228
ANEXO D: EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN	250

RESUMEN

TITULO: MANUAL BASADO EN EL TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE NSR-10*

AUTOR:

CARLOS EDUARDO TIBADUIZA DIAZ**

PALABRAS CLAVES:

Factores de seguridad, caracterización geotécnica del subsuelo, cimentación, excavación, estabilidad de taludes, estudios de contención, licuación.

DESCRIPCION:

Este manual se desarrolló con el objetivo de ayudar en el proceso que permita hacer tangibles y transferibles conocimientos y experiencias a el estudiante o profesional no especializado, que sirva para tomar decisiones y no caer en el los inconvenientes de la improvisación.

En el texto se omitieron muchos razonamientos teóricos, que aunque debe reconocerse que son imprescindibles para interpretar en una forma lógica los estudios geotécnicos, se estima quien utilice esta publicación ya los conoce.

El documento trata diversos temas establecido en el TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS NSR-10, entre ellos están: factores de seguridad, caracterización geotécnica del subsuelo, cimentación, excavación, estabilidad de taludes, estudios de contención y licuación, además se incluye, la metodología por seguir y la secuencia de cálculos, apoyado con ilustraciones, tablas y herramientas informáticas que nos permitan modelar los diferentes escenarios con la intención de complementar la explicación teórica de cada uno de los capítulos.

El proyecto se desarrolló teniendo en cuenta la siguiente metodología que ayudó en la construcción de su contenido: como primer paso se hace una revisión bibliográfica, entre esta se encuentra el TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS NSR-10, las notas tomadas en la clase de mecánica de suelos, fundaciones I y II, estabilidad de taludes, libros y artículos relacionado con la mecánica del suelo, posteriormente se realizó una recopilación y análisis de información, después una propuesta de ejercicios, por último la elaboración y familiarización del manual con su redacción y revisiones periódicas por parte del director del proyecto.

* Trabajo de grado.

** Facultad de ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director del proyecto Ing.M.Sc Luis Alberto Capacho Silva

ABSTRAC

TITLE: MANUAL BASED ON TITLE H GEOTECHNICAL STUDIES OF COLOMBIAN REGULATIONS EARTHQUAKE RESISTANT CONSTRUCTION NSR-10

AUTHOR:

CARLOS EDUARDO TIBADUIZA DIAZ

KEYWORDS:

Safety factors, subsurface geotechnical characterization, foundation, excavation, slope stability, retaining walls and liquation studies

DESCRIPTION:

This manual was developed with the objective of helping in the process of making knowledge and experiences tangible and transferable to non-specialist students and professionals, useful for decision making and for avoiding inconvenient derived from improvisation.

A lot of the theoretical reasoning was omitted in the text, which, although essential for logical interpretation of geotechnical studies, is assumed to be part of the background of anyone who utilizes this publication.

The document deals with a variety of subjects established in the text TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS NSR-10, some of them are: safety factors, subsurface geotechnical characterization, foundations, excavations, slope stability, retaining walls and liquation studies, also including, the methodology and the steps for calculation, supported with illustrations, tables, and computer tools, that allow for the modeling of different scenarios with the intend of complementing the theoretical explanation of each of the chapters.

The project was developed taking into account the next methodology which helped in the construction of its content: the first step was a bibliographical revision, some of them the text TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS NSR-10, the mechanics of soils class notes, foundations I and II, Slope stability, books and articles regarding mechanics of soils, afterwards, a compilation and information analysis was carried out, then some exercises were proposed, and finally the elaboration and familiarization with the manual with the writing process and periodical revisions by the project director.

* Work Degree.

** Faculty of Physical Mechanical, School of civil engineering, Directress Ing.M.Sc Luis Alberto Capacho Silva

INTRODUCCION

Este manual tiene como uno de sus objetivos principales, el constituirse en un texto de apoyo y consulta teniendo en cuenta el TITULO H de la NSR-10. El texto está basado en una amplia recopilación de información fuentes tales como libros, normas, apuntes de clase y documentos encontrados en Internet

El manual intenta abarcar los principales aspectos relacionados al título H, en lo que se refiere a los temas relacionados con factores de seguridad, la caracterización geotécnica del subsuelo, la cimentación, excavación, estabilidad de taludes, estructuras de contención y licuación los cuales fueron actualizados para el nuevo reglamento NSR-10. Se incluye además, la metodología por seguir y la secuencia de cálculos, apoyado con ilustraciones, tablas y herramientas informáticas para una mejor comprensión

El documento comprende seis capítulos y cuatro anexos, de los cuales mostramos a continuación un breve resumen.

-1 FACTORES DE SEGURIDAD. Donde se muestran los principales temas en factores de seguridad en geotecnia (propiedades del factor de seguridad, factores de seguridad básicos e indirectos en geotecnia, valores del factor de seguridad geotécnico básico)

- 2 CARACTERIZACION GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO. Se presenta el número mínimo y la profundidad mínima de los sondeos exploratorios del subsuelo

- 3 CIMENTACIONES. Se expone los principales temas en cimentaciones tipo zapatas y pilotes

- 4 EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES. Se presenta la información sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas de la estabilidad del talud o ladera

- 5 ESTUDIOS DE CONTENCIÓN. Se exponen el dimensionamiento, los empujes por carga externas, de agua y por sismo, presión de tierras, capacidad de falla y los factores de seguridad en un sistema de contención.
- 6 LICUACIÓN. Donde Se expone la descripción del fenómeno, susceptibilidad de la licuación y los métodos del potencial de licuación

- Anexo A. DISEÑO DE SISTEMA DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL, Ejemplo de un sistema de cimentación superficial teniendo en cuenta la evaluación de cargas de la edificación, el análisis geotécnico correspondiente y el dimensionamiento de la cimentación

- Anexo B. ANÁLISIS TALUD DESLIZAMIENTO Ejemplo de un diagnostico de los problemas de la estabilidad de un talud

- Anexo C. MEMORIAS DE DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO Y EN GAVIONES, Se presenta una hoja de cálculo, para simplificar el análisis de un muro de contención en voladizo y en gavión

- Anexo D. EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN, Hojas de cálculo, para simplificar los métodos del potencial de licuación

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Realizar un manual de soporte para el desarrollo de estudios geotécnicos que contempla el Título H del reglamento Colombiano sismorresistente NSR-10 y que sea de consulta de estudiantes o profesionales de áreas afines.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Analizar y explicar los temas relacionados con factores de seguridad, la caracterización geotécnica del subsuelo, cimentación, excavación, estabilidad de taludes y estudios de contención los cuales fueron actualizados para el nuevo reglamento NSR-10.
- Comprender y calcular con ejemplos prácticos aspectos relacionados al título H “Estudios Geotécnicos” mediante el uso de herramientas informáticas que nos permitan modelar los diferentes escenarios que contempla la norma con relación al suelo.
- Familiarizar a estudiantes o profesionales afines con la nueva norma sismo resistente colombiana NSR-10 Título H, mediante un manual con procesos explicativos y que sea de apoyo en el momento de un estudio geotécnico.

1 FACTORES DE SEGURIDAD [H.2.4]

En la práctica general de la Ingeniería y en todos sus Códigos se emplean Factores de Seguridad F_s . que tienen como objetivo final, no siempre explícito, tanto evitar la falla de los elementos diseñados y construidos, como tender a su optimización.

Sin embargo los Factores de Seguridad, a pesar de ser adimensionales, no son unívocos, tienen incertidumbres y entonces, dependiendo del problema y de la variable de control escogida, pueden surgir diferentes valores del Factor de Seguridad F_s , los cuales debe asegurarse que sean coherentes y que realmente aseguren la intención de seguridad y optimización de las obras.

Se presentan los conceptos de Factor de Seguridad Básico y de Factor de Seguridad Indirecto y, por medio de un ejemplo se demuestra que los dos pueden ser muy diferentes y que, para tener el mismo nivel de seguridad, deberían establecerse relaciones entre estos dos Factores.

1.1 FACTOR DE SEGURIDAD EN INGENIERIA CIVIL

En Ingeniería Civil normalmente se asocia el Factor de Seguridad F_s a la relación entre fuerzas resistentes F_R y actuantes F_A y también pueden usarse esfuerzos para evaluar el Estado Límite de Falla: Además F_R y F_A se expresan en las mismas unidades.

$$\text{Entonces } F_s = F_R / F_A \quad (1)$$

1.2 ALGUNAS PROPIEDADES DEL FACTOR DE SEGURIDAD F_s

a) Dimensiones

Dado que F_R y F_A están dados en las mismas unidades, necesariamente F_s es adimensional.

b) Certidumbre

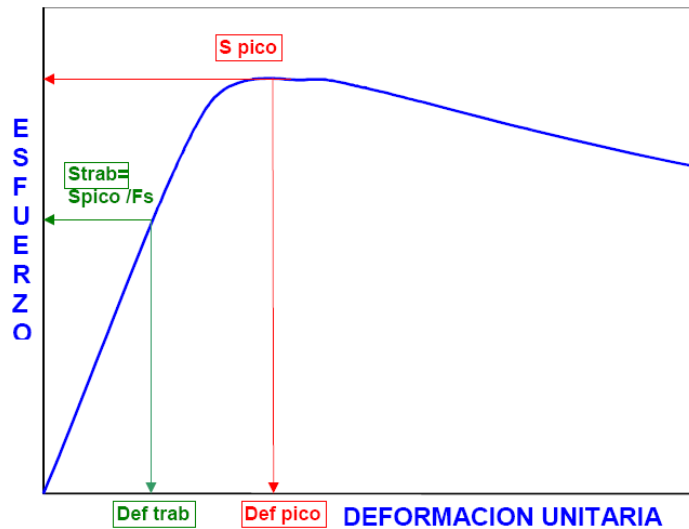
Aunque se use un valor predeterminado de F_s , el valor de F_s realmente tiene muchas incertidumbres en relación al valor real.

c) Límites

Dado que F_R y F_A son positivos, el factor de seguridad tiene que ser positivo $F_s > 0.0$. Además, dependiendo del problema o del material que se trate, tiene otros límites, dados por los límites físicos de F_R y F_A .

d) Control de deformaciones

Figura 1- 1 Control de deformaciones con el factor de seguridad

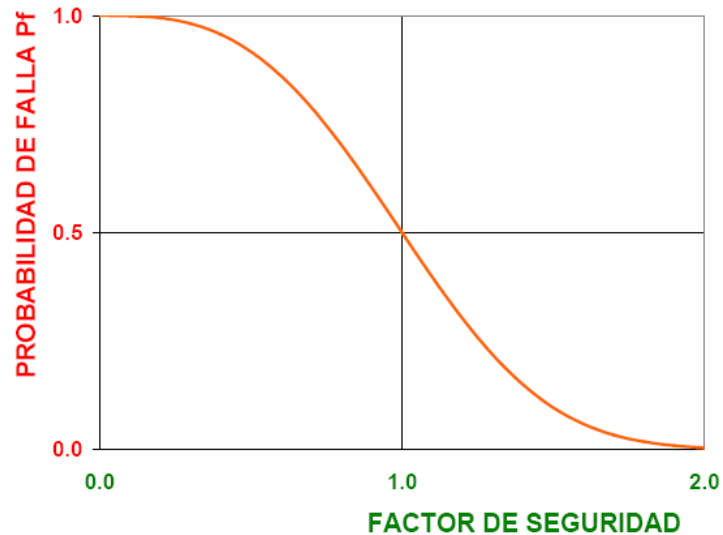


Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

El Factor de Seguridad permite controlar indirectamente las deformaciones, dado que normalmente las relaciones esfuerzo-deformación son directamente proporcionales (Figura 1-1)

e) Estimación de Probabilidad de Falla

Figura 1- 2 Relación entre factor de seguridad F_s y probabilidad de falla P_f



Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

Hay una relación inversa entre el Factor de Seguridad F_s y la Probabilidad de Falla P_f , la cual permite estimar estas últimas (Figura 1-2), dado que:

$$\text{Probabilidad de Falla } (P_f) = \text{Probabilidad } (F_R < F_A) = \text{Probabilidad } (F_s < 1) \quad (2)$$

En esta relación, que no es la distribución estadística de F_s , hay siempre dos puntos conocidos:

Si el $F_s = 0.0$ entonces las fuerzas resistentes $F_R = 0$, por lo tanto la probabilidad de falla es cierta $P_f = 1.0 = 100\%$

Si el $F_s = 1.0$ entonces las fuerzas resistentes $F_R =$ las fuerzas actuantes F_A por lo tanto hay probabilidad que haya o no falla: $P_f = 0.5 = 50\%$

f) Unicidad

El Factor de Seguridad no es único ni unívoco. A pesar de ser adimensional, no es el mismo aplicado a diferentes parámetros P . Tampoco los niveles de seguridad son necesariamente iguales para iguales factores de seguridad aplicados a diferentes parámetros y que describan el mismo problema o fenómeno.

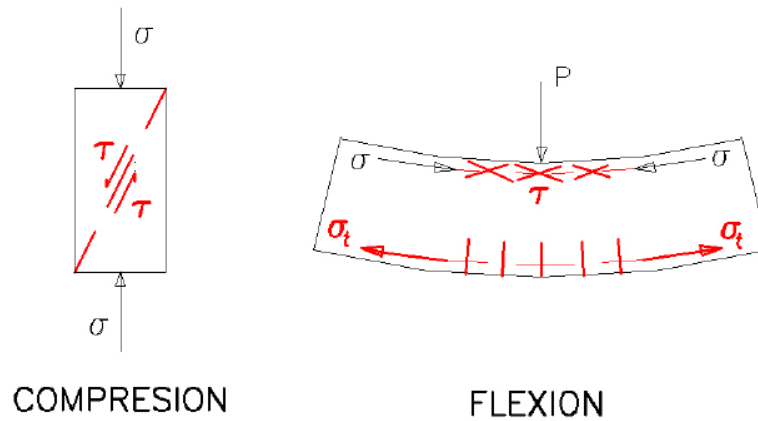
1.3 FACTORES DE SEGURIDAD BASICOS E INDIRECTOS EN GEOTECNIA

1.3.1 Factor de seguridad básico en geotecnia

Desde el punto de vista de ingeniería, los materiales sólidos, pueden agruparse en: metálicos, polímeros y cerámicos, siendo respectivamente el acero, la madera y el concreto algunos ejemplos comunes. Los materiales metálicos tienen muy alta resistencia a la tracción y a la compresión, los polímeros algo menos, pero los materiales cerámicos, muy abundantes y económicos, dentro de los cuales se encuentran los materiales térreos, suelos y rocas, se caracterizan por su alta resistencia a la compresión pero muy baja resistencia a la tracción. Es ésta la razón de los materiales reforzados (concreto reforzado, gaviones, tierra reforzada, etc.)

Por otro lado todos los materiales sólidos se rompen o fallan debido únicamente a dos tipos de esfuerzo: de tracción σt y cortante τ , y todos los modos de falla comunes (compresión, flexión, torsión, etc.) pueden explicarse solamente con éstos dos tipos de esfuerzo (Figura 1-3)

Figura 1- 3 Rotura de sólidos por cortante y tracción



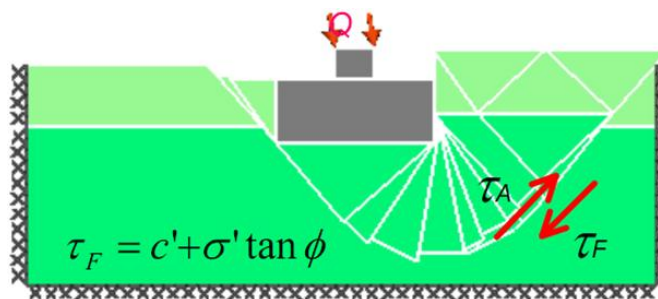
Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

Entonces, dado que los materiales térreos tienen baja resistencia a tracción, el parámetro responsable de la rotura o falla es el ESFUERZO CORTANTE y en consecuencia, en Geotecnia, el FACTOR DE SEGURIDAD BASICO F_{SB} viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla τ_F y el esfuerzo cortante actuante τ_A

$$F_{SB} = \tau_F / \tau_A \quad (3)$$

Adicionalmente, en Ingeniería Geotécnica el esfuerzo cortante a la falla τ_F se expresa usualmente con el Criterio de Mohr-Coulomb, en términos de esfuerzos efectivos:

Figura 1- 4 Falla cortante



Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

$$\tau_F = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4)$$

En la cual

τ_F = esfuerzo cortante a la falla

c' = intercepto efectivo de cohesión

ϕ' = ángulo de fricción efectivo

σ' = esfuerzo normal efectivo

$$\sigma' = \sigma - u_F \quad (5)$$

y

σ = esfuerzo normal total

u_F = presión de fluidos o presión de poros

= u_W = presión de líquido (agua) para

materiales saturados

= u_A = presión de gas (aire) para

materiales secos

Entonces, el esfuerzo cortante actuante τ_A , está dado por:

$$\tau_A = (c' + \sigma' \tan \phi') / F_{SB} \quad (6)$$

Es conveniente observar que F_{SB} afecta por igual a c' y a $\tan \phi'$, variables que usualmente no son independientes entre sí, y que no es totalmente lícito colocar factores diferentes para cada uno de ellos (c' y $\tan \phi'$)

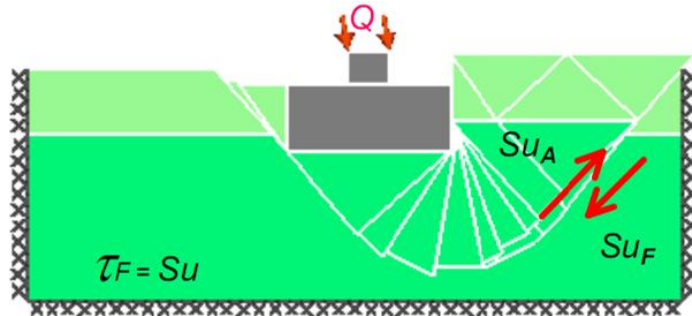
Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

c = intercepto de cohesión total = s_U

ϕ = ángulo de fricción total = $\phi_U = 0.0$

y entonces :

Figura 1- 5 Falla cortante no drenada



Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

$\tau_F = S_U =$ resistencia no drenada

$$\tau_A = S_U / F_{SB} \quad (7)$$

$$F_{SBU} = S_{uF} / S_{uA}$$

Se permite emplear la resistencia no drenada S_U para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados en:

- Estáticos de cimentaciones superficiales
- Estáticos de cimentaciones profundas
- Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporales

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

- Estáticos de empujes de tierras
- Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos
- Estabilidad de taludes permanentes
- De materiales no saturados
- De materiales fisurados
- Seudo-estáticos
- Dinámicos

1.3.2 Factores de seguridad indirectos en geotecnia¹

Aunque el factor de seguridad básico es el ya mencionado de relación de esfuerzos cortantes, en la práctica general se presentan toda suerte de factores indirectos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes;

a) En taludes:

$$F_{sh} = H_{\text{máx}} / H \quad \text{para } H = \text{constante}$$

$$F_{sb} = \beta_{\text{máx}} / \beta \quad \text{para } \beta = \text{constante}$$

En los cuales H = altura de talud; β = ángulo de inclinación del talud

b) En estructuras de contención:

Para volteo $F_{sv} = \text{Momento resistente} / \text{Momento actuante}$

En este caso no intervienen los esfuerzos cortantes, sino lo que se desea realmente es evitar tracciones en la interfaz cimiento/suelo, para lo cual, racionalmente, lo que se debe usar es el concepto de núcleo de esfuerzos en función de la excentricidad e y la dimensión en el sentido que actúan los momentos B , comúnmente así:

$$e/B < 1/6 \text{ para condiciones estáticas}$$

$$e/B < 1/4 \text{ para condiciones pseudoestáticas}$$

c) En cimentaciones

En cimientos superficiales y en capacidad de punta de pilotes, para la capacidad portante q en términos de esfuerzo normal

$$F_{sq} = q_{\text{ult}} / q_{\text{trab}}$$

¹ Alvaro J González G. "Factores de seguridad por qué tantos" V ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS- 2009. Pag 7

Usando como Factor de Seguridad Indirecto de Capacidad Portante $F_{sq} > 2.0$ a 3.0

1.4 VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD GEOTÉCNICO BÁSICO, FSB [H.2.4.3]

Los factores de seguridad deben justificarse plenamente teniendo en cuenta:

La magnitud de la obra, las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones, la calidad de la información disponible en materia de suelos.

En cualquier caso los Factores de Seguridad Básicos F_{SB} aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos F_{SBM} o Factores de Seguridad Básicos no drenado Mínimos F_{SBUM} de la tabla 1-1. En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo F_{SBM} podrá ser inferior a 1.00

Tabla 1- 1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	FSBM		FSBUM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.1	1.4	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.1	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

1.5 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS DE CAPACIDAD PORTANTE EN CIMIENTOS SUPERFICIALES²

Se tratará, COMO EJEMPLO, sólo el caso de un cimiento simple con ancho B, longitud L y profundidad D, con las siguientes características:

- Cimientos superficiales: $D/B < 1$
- Cimientos corridos: $B/L \Rightarrow 0$
- Suelo homogéneo, isotrópico, seco y horizontal con peso unitario γ
- Criterio de falla de Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$
- Carga vertical concéntrica (no hay momentos ni carga horizontal)
- No se emplea corrección por compresibilidad del suelo

Para este caso la capacidad portante límite de falla q_{ult} está dada por (p.ej. Vesic, 1975):

$$q_{ult} = q Nq + \gamma B / 2 N\gamma + c' Nc \quad (8)$$

con

$$q = \gamma D \quad (9)$$

$$Nq = [\tan^2 (\pi/4 + \phi'/2)] \exp (\pi \tan \phi') \quad (10)$$

$$N\gamma = 2 (Nq - 1) \tan \phi' \quad (\text{González, 1987}) \quad (11)$$

² Alvaro J González G. "Factores de seguridad por qué tantos" V ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS- 2009. Pag 8-11

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi' \quad (12)$$

Como puede apreciarse claramente, q_{ult} es una función altamente no lineal de $\tan \phi'$ y por consiguiente Factor de Seguridad Indirecto de Capacidad Portante Fsq tiene que ser necesariamente diferente de F_{SB}

En rigor, la que debe evaluarse es la capacidad portante última neta q_{ultn} dada por:

$$q_{ultn} = q_{ultn} - q = q (Nq-1) + \gamma B / 2 N\gamma + c' Nc \quad (13)$$

reemplazando las ecuaciones (9) a (12) en la ecuación (13) se tiene:

$$q_{ultn} = q_{ultn} - q = \gamma D Nc \tan \phi' + \gamma B Nc \tan^2 \phi' + c' Nc \quad (14)$$

y dividiendo toda la ecuación por γB , se obtiene la ecuación adimensional (González, 1987):

$$(q_{ultn} / \gamma B) = Nc [Nd \tan \phi' + \tan^2 \phi' + Nb] \quad (15)$$

en la cual

$$Nc = Nc \text{ de ecuación 12}$$

$$Nd = D / B$$

$$Nb = c' / \gamma B$$

Entonces

$$Fsq = q_{ultn} / q_{trabn} \quad (16)$$

en la cual

$$q_{ultn} \text{ se calcula con } \tau_F = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{Ec. 4})$$

$$q_{trabn} \text{ se calcula con } \tau_D = (c' + \sigma' \tan \phi') / F_{SB} \quad (\text{Ec. 6})$$

Adoptando en la tabla 1-1 un valor mínimo de F_{SB} de F_{SBM} :

$$F_{SBM} = 1.50$$

es posible obtener valores de Factor de Seguridad Indirecto de Capacidad Portante F_{sq} mínimos F_{sqm} que sean compatibles con F_{SBM}

Se calculan valores de F_{sqm} para:

$$1^\circ \leq \phi' \leq 50^\circ$$

$$0 \leq Nd \leq 1.0$$

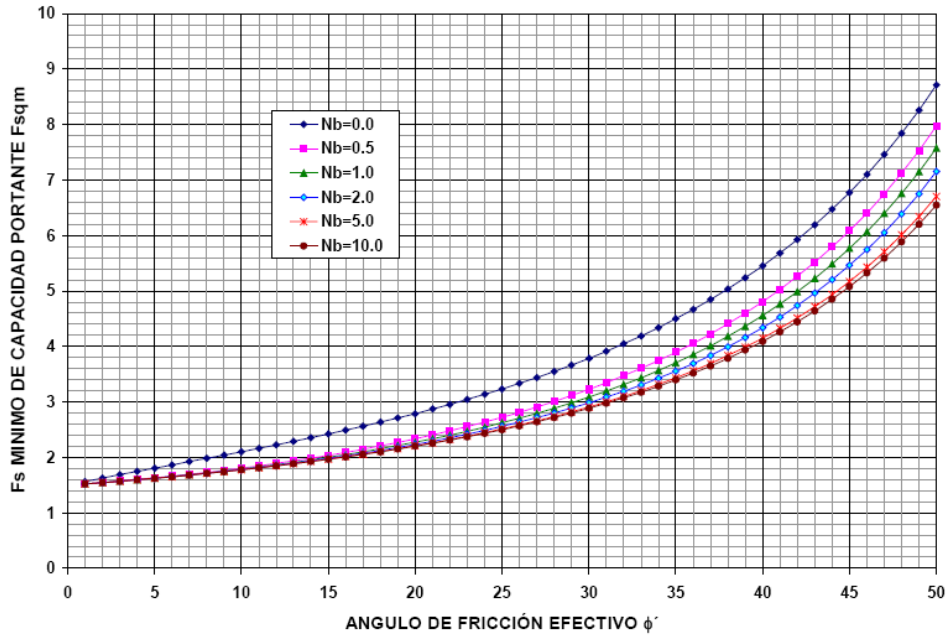
$$0 \leq Nb \leq 10, 0$$

los cuales se presentan en forma gráfica en la figura 1-6 ($Nd=D/B=0.2$) y figura 1-7 ($Nb = c'/\gamma B = 0.5$) y de todas ellas puede deducirse:

- F_{sqm} puede tener valores entre 1.50 ($\phi' = 1^\circ$) y 8.7 ($\phi' = 50^\circ$, $Nd = 0.0$, $Nb = 0.0$), TODOS PARA EL MISMO VALOR DE F_{SBM} DE 1.5
- F_{sqm} aumenta exponencialmente con ϕ'
- F_{sqm} tiende a un solo valor a medida que se reduce ϕ'
- F_{sqm} se reduce a medida que aumentan $Nd= D/B$ y/o $Nb = c' / \Gamma b$
- En este ejemplo, para $Nb > 1.0$ y $\phi' < 35^\circ$, el factor $Nd = D/B$ deja de tener gran influencia
- En consecuencia, no es posible el establecimiento de un solo valor de F_{sqm} que satisfaga en todos los casos el valor de F_{SBM}

Figura 1- 6 Valores de F_{sqm} para $N_d = D/B = 0.2$

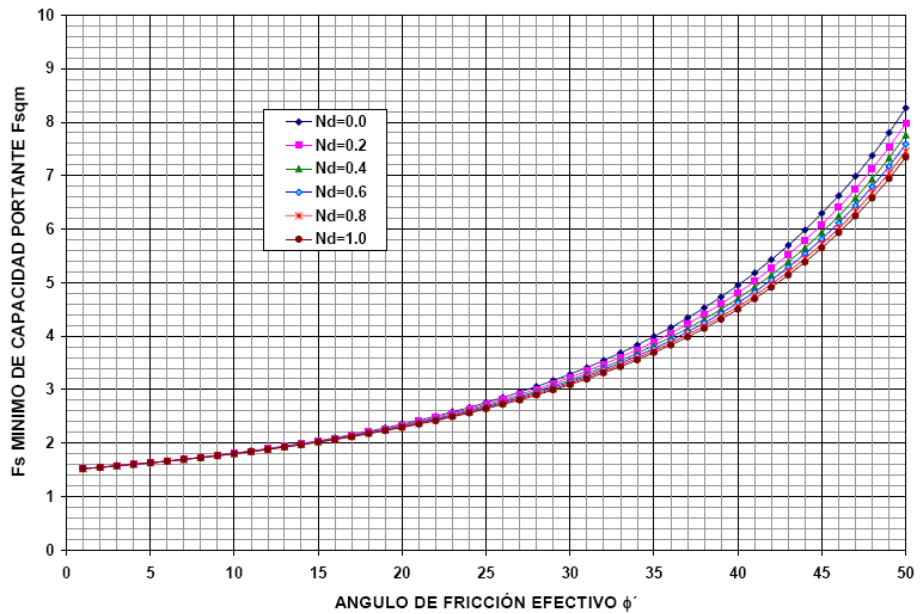
FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
 PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_d = D/B = 0.2$



Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

Figura 1- 7 Valores de F_{sqm} para $N_b = c'/\gamma B = 0.5$

FACTOR DE SEGURIDAD DE CAPACIDAD PORTANTE- EJEMPLO
 PARA $F_{SBM}=1.5$; $N_b = c'/\gamma B = 0.5$



Fuente: González G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería

1.6 TENER EN CUENTA³

- El concepto de Factor de Seguridad F_s nace de la necesidad tanto de proveer seguridad a las obras y elementos diseñados y construidos, como de optimizar los mismos.
- El Factor de Seguridad F_s es adimensional y positivo; tiene incertidumbres y límites y permite tanto el control indirecto de deformaciones como la estimación de probabilidades de falla.
- El Factor de Seguridad F_s , a pesar de ser adimensional, no es unívoco ni universal. Puede haber numerosas definiciones del mismo, dependiendo del problema, el modo de falla y la variable que se use para su definición. Esta es la razón por la cual hay tantos F_s .
- En general, en Ingeniería Civil el Factor de Seguridad se define como la relación entre Resistentes F_R y Actuantes F_A
- Para tener un nivel de seguridad homogéneo es indispensable definir un Factor de Seguridad Básico FSB , calculado con la variable de la cual dependa realmente la falla o rotura del elemento al cual se aplica.
- Los materiales sólidos sólo pueden fallar o romperse por esfuerzos de tracción o de corte.
- En los materiales térreos, de baja resistencia a la tracción, el esfuerzo que realmente define la falla es el esfuerzo cortante.

³ Alvaro J González G. "Factores de seguridad por qué tantos" V ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS- 2009. Pag 11

- En consecuencia en Geotecnia, el Factor de Seguridad Básico F_{SB} se define como la relación entre esfuerzos cortantes últimos o resistentes ($R = \tau_f$) y los esfuerzos cortantes actuantes o de diseño ($D = \tau_A = \tau_D$).
- En Geotecnia, como en otras ramas de ingeniería, hay numerosos Factores de Seguridad Indirectos, los cuales deberían ser estrictamente compatibles con un Factor de Seguridad Básico F_{SB} uniforme.
- Se presentó un ejemplo de capacidad portante de un cimiento sencillo en la página 34, en donde se demuestra que para un Factor de Seguridad Básico Mínimo F_{SBM} de 1.5, el Factor de Seguridad Indirecto Mínimo de Capacidad Portante F_{sqm} tiene una alta variabilidad para diferentes condiciones de resistencia del suelo y de profundidad del cimiento.

SE ADVIERTE QUE ESTE ES SOLO UN EJEMPLO Y QUE LOS RESULTADOS SON SOLO APLICABLES A ESTE Y NO PUEDEN GENERALIZARSE.

1.7 RECOMENDACIÓN GENERAL

Dada la alta variabilidad demostrada de los Factores de Seguridad Indirectos y que no resultaría práctico ni económico hacer cálculos de relaciones entre F_s Indirecto y F_{SB} para todos los casos, es recomendable entonces hacer los cálculos directamente con la Ecuación 6, u otra aplicable, de valores reducidos de resistencia de los materiales térreos.

2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO [H.3]

En este capítulo se definen el número mínimo y la profundidad mínima de los sondeos exploratorios del subsuelo, los cuales dependen del tamaño de la edificación propuesta (unidad de construcción). El ingeniero geotecnista, podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración.

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación en altura,
- Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,
- Cada zona separada por juntas de construcción,
- Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m
- Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORIAS [H.3.1.1]

Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se

incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría que resulte en la tabla 2-1

Tabla 2- 1 Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

2.2 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO PARA ESTUDIOS DEFINITIVOS [H.3.2]

2.2.1 Información previa [H.3.2.1]

Se debe recopilar y evaluar los datos disponibles sobre las características del sitio, tales como la geología, sismicidad, clima, vegetación, existencia de edificaciones e infraestructura vecinas y estudios anteriores.

2.2.2 Exploración de campo [H.3.2.2]

Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto, ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio.

2.2.3 Número mínimo de sondeos [H.3.2.3]

El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el

terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla 2-2

Tabla 2- 2 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

2.2.4 Efectos por repetición

Para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción

2.3 DISTRIBUCION Y NUMEROS DE SONDEOS EN UNIDADES DE CONSTRUCCION

Se tratará, COMO EJEMPLOS, los casos de efecto por repetición, Clasificación de las unidades de construcción por categorías, número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.

2.3.1 Caso I Efecto por repetición

Para unidades similares en el mismo proyecto, se considerará el 50% de los

sondeos para la segunda unidad y siguientes

Tres edificios de Categoría Alta (Estructuras entre 11 y 20 pisos)

1er Edificio = 4 sondeos

2do Edificio = 2 sondeos

3er Edificio = 2 sondeos

TOTAL = 8 sondeos

2.3.2 Caso II Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

Figura 2- 1 Unidades de construcción I



Fuente: Seminario nuevo reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10

8 Edificios de 7 Niveles

Cargas 1500 KN

8 UNIDADES DE CONSTRUCCION

CATEGORIA MEDIA

4 Sondeos por unidad de construcción # 1

2 Sondeos por cada una de las siguientes unidades de construcción

TOTAL: 18 SONDEOS

PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS: 15 METROS

2.3.3 Caso III del número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

Figura 2- 2 Unidades de construcción II



Fuente: Seminario nuevo reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10

2 Edificios de 25 niveles

Cargas 8000-10000 KN

2 UNIDADES DE CONSTRUCCION

CATEGORIA ESPECIAL

5 por Sondeos por unidad de construcción #1

3 Sondeos por unidad de construcción #2, Z=30m

1 plataforma de 3 niveles

Cargas 2000-3500 KN

1 UNIDADES DE CONSTRUCCION

CATEGORIA MEDIA

4 por Sondeos por unidad de construcción # 3 Z=15m

TOTAL: 12 SONDEOS

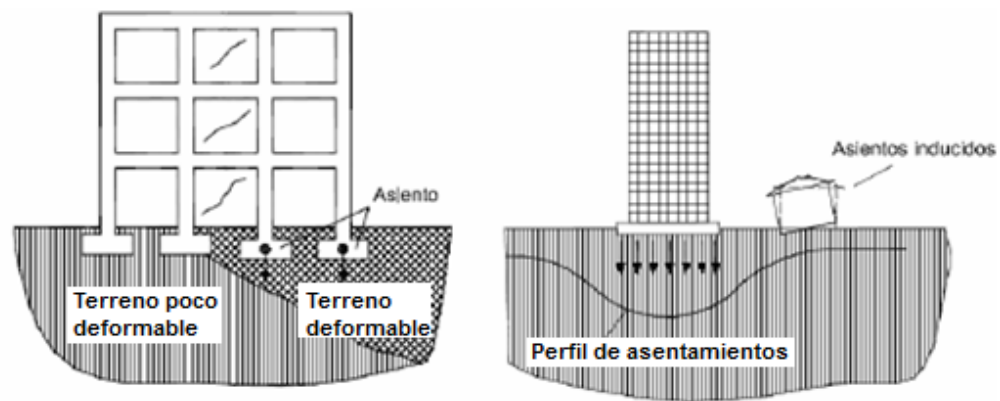
8 SONDEOS DE PROFUNDIDAD DE 30 METROS

4 SONDEOS DE PROFUNDIDAD DE 15 METROS

3 CIMENTACIONES [H.4]

Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales que presenten propiedades mecánicas adecuadas en términos de resistencia y rigidez, o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

Figura 3- 1 Ejemplo de estado límites



Fuente: Ángel muelas Rodríguez

En el diseño de toda cimentación se deben considerar tanto los estados límite de falla, del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación, como los estados límites de servicio. Los edificios se deben diseñar empotrados en su base para que los esfuerzos se transmitan en forma adecuada a la cimentación. *(Nota: del material teórico del capítulo de cimentaciones se expone un ejemplo ubicado en el anexo A)*

3.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES [H.4.2]

3.1.1 Estado límite de falla [H.4.2.1]:

El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales se calculará por métodos analíticos o empíricos, recurriendo a los métodos de la teoría de plasticidad y/o análisis de equilibrio límite que consideren los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla por cortante general, se estudiarán las posibles fallas por cortante local, es decir aquellas que puedan afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, así como la falla por punzonamiento en suelos blandos.

a) Falla general por corte

Una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 3-2 a), con un ancho igual a B . Si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la figura 3-2 a), junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina *falla general por corte*.

b) Falla local de corte

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (figura 3-2 b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá

gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la figura 3-2 b).

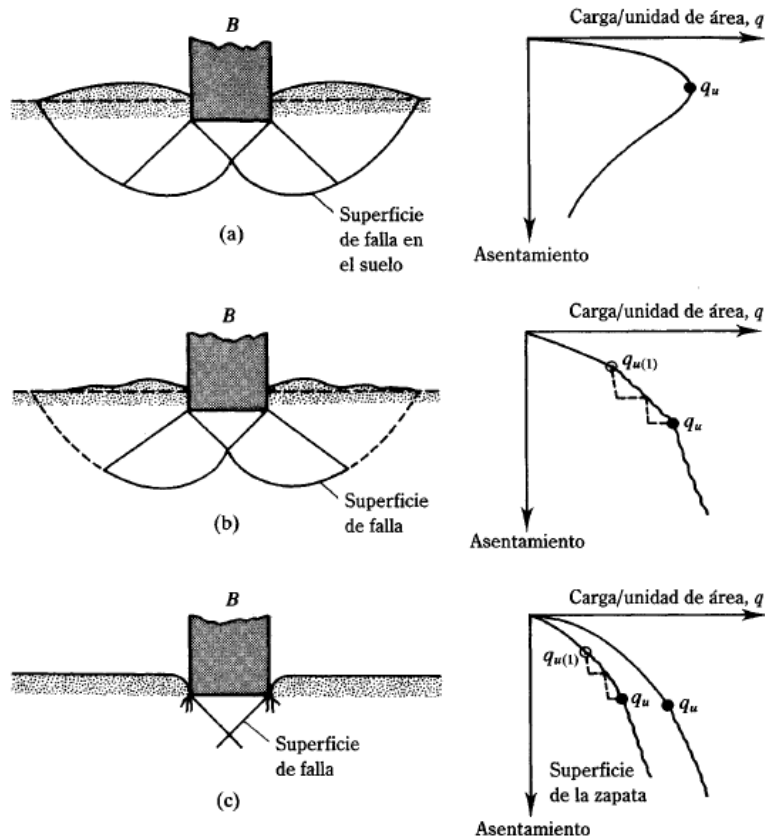
Cuando la carga por área unitaria, q sobre la cimentación es igual a $q_u(1)$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinua la figura 3-2 b). La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_u(1)$, se denomina carga primera de falla (Vesic, 1963). Note que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada *falla local por corte del suelo*.

c) Falla de corte por punzonamiento

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como lo muestra la figura 3-2 c). En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina *falla de corte por punzonamiento*⁴.

⁴ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 153-156

Figura 3- 2 Naturaleza de la falla en el suelo por capacidades de carga a) falla general por corte b) falla local de corte c) falla de corte por punzonamiento



Fuente: Brajas M. Das

Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas. La figura 3-3 muestra la relación.

Donde:

C_r = compacidad relativa de la arena

D_f = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B + L}$$

B = ancho de la cimentación

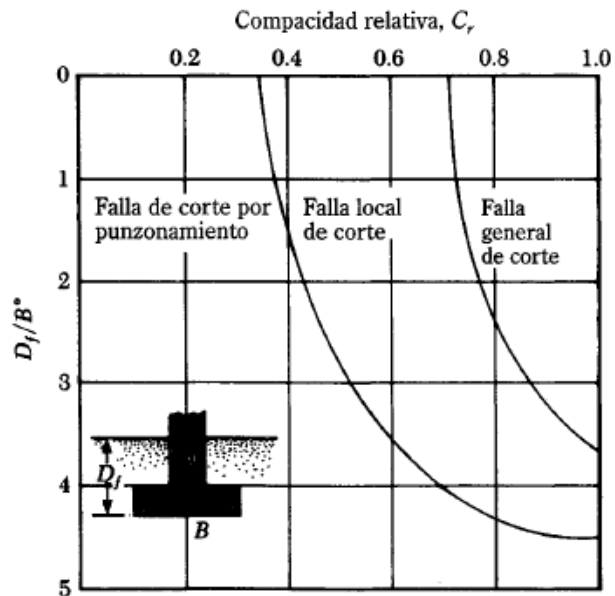
L = longitud de la cimentación

Nota:

L es siempre mayor que B

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L =$ diámetro, por lo que $B = B^*$

Figura 3- 3 Modos de falla en cimentaciones sobre arena

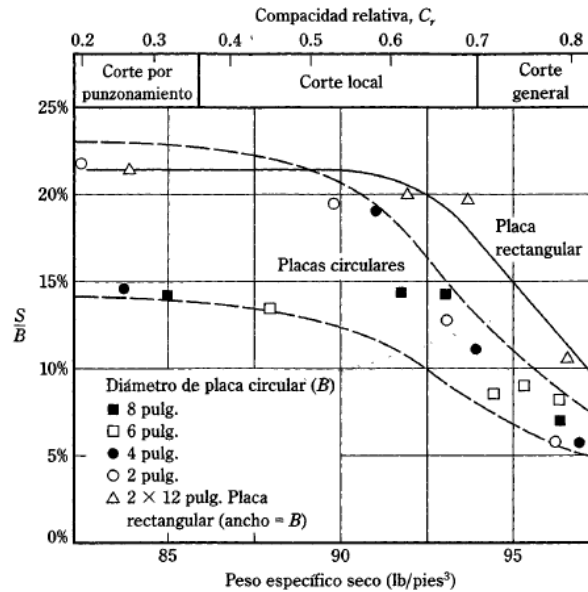


Fuente: Brajas M. Das

La figura 3-4 muestra el asentamiento, S , de placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena bajo carga última como se describe en la figura 3-3. Ahí se muestra un rango general de S/B con la compacidad relativa de compactación de la arena. Se puede decir que las cimentaciones a poca profundidad (es decir, para una D_f/B^* pequeña), la carga última puede ocurrir para un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B .

Esta condición ocurre al presentarse en los suelos la falla general de corte; sin embargo, en el caso de falla local o de corte por punzonamiento, la carga última puede presentarse para asentamientos de 15 al 25% del ancho de la cimentación (B).

Figura 3- 4 Rango de asentamientos de placas circulares y rectangulares bajo carga última ($D_f/B=0$) en arena



Fuente: Brajas M. Das

3.1.2 Estado limite de servicio [H.4.2.2]:

La seguridad para los estados límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

3.2 CAPACIDAD CARGA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Varios estudios que se conocen y que se aplican en los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos entre ellas:

a) Método de Vesic

Para cimentaciones superficiales, el esfuerzo límite básico de falla viene dado por la siguiente expresión

$$q_{ultimo} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c = Cohesión efectiva del material de fundación (t/m²)

γ = Peso específico del terreno bajo la fundación (t/m³)

q = Presión efectiva al nivel de fundación (t/m²), $q = \gamma D$, D= Nivel desplante

B = ancho de la cimentación

N_c, N_q y N_γ = Coeficientes adimensionales de capacidad portante que dependen del ángulo de fricción interna φ.

Se aplica a cimientos muy largos, con cargas verticales centrales, terreno y base de cimientos horizontales, profundidad menor del ancho y suelo rígido.

Para suelos granulares el factor cN_c=0.

Tabla 3- 1 Correlación del ángulo de fricción con los factores de capacidad de carga

Ángulo de fricción	Factores de capacidad de carga	
Φ	N _q	N _γ
24	9.60	9.44
25	10.66	10.88
26	11.85	12.54
27	13.20	14.47
28	14.72	16.72
29	16.44	19.34
30	18.40	22.40
31	20.63	25.99
32	23.18	30.22
33	26.09	35.19
34	29.44	41.06
35	33.30	48.03
36	37.75	56.31
37	42.92	66.19

Fuente: Brajas M. Das

Ejemplo cálculo presión admisible por el método de vesic

Hallar la presión admisible de un suelo granular con base en $\gamma=15.00 \text{ KN/m}^3$, nivel de desplante de $D= 1,50\text{m}$, para anchos de zapata entre $B = 0.60 \text{ m}$ a $2,00 \text{ m}$ con Incremento $B= 0.20 \text{ m}$ y con un $FS = 3.5$, para un ángulo de fricción de $\phi=34$. Según la tabla 3-1, $N_q=29.44$ y $N_\gamma =41.06$

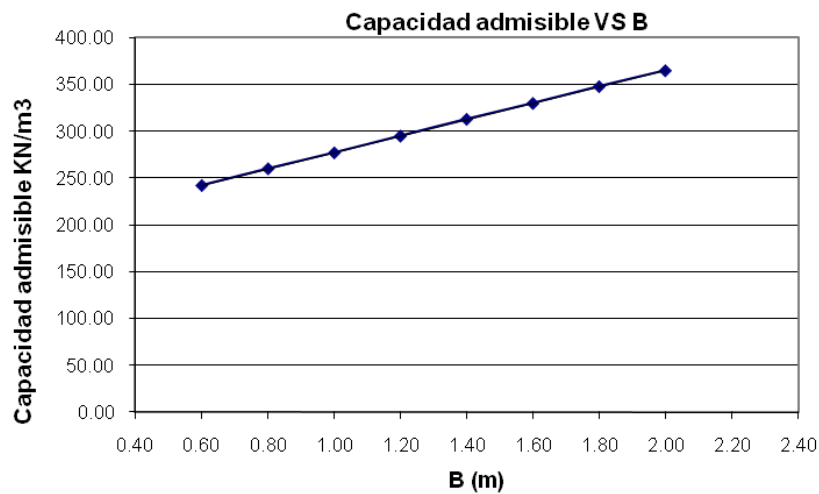
Se obtienen los datos que aparecen en la tabla 3-2 y se representan en la figura 3-5.

Tabla 3- 2 Capacidad admisible para $D_f= 1.5 \text{ m}$ y diferentes anchos de cimentación

Ancho zapata B	Capacidad del suelo	
	última q_0	admisible q_a
m	KN/m^2	KN/m^2
0.60	847.00	242.00
0.80	909.00	260.00
1.00	970.00	277.00
1.20	1032.00	295.00
1.40	1094.00	313.00
1.60	1155.00	330.00
1.80	1217.00	348.00
2.00	1278.00	365.00

Fuente: Autor

Figura 3- 5 Gráfica de capacidad admisible VS ancho de zapata B, para una profundidad de desplante de $D=1.5 \text{ m}$



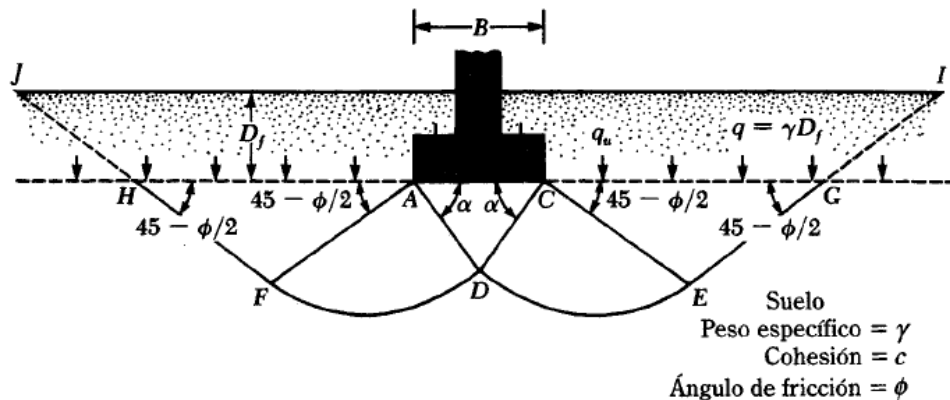
Fuente: Autor

b) Método de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad D_f (figura 3-6), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 3-6

Figura 3- 6 Falla por capacidad de carga de un suelo bajo una cimentación rígida corrida



Fuente: Brajas M. Das

La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
- Las zonas de cortes radiales ADF y CDE , con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última de cimentación corrida en la forma:

$$q_{ultimo} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Donde:

c = Cohesión efectiva del material de fundación (t/m^2)

γ = Peso específico del terreno bajo la fundación (t/m^3)

q = Presión efectiva al nivel de fundación (t/m^2) $q = \gamma D$, D = Nivel desplante

B = ancho de la cimentación, L = longitud de la cimentación, L es siempre mayor que B

N_c , N_q y N_γ = Coeficientes adimensionales de capacidad portante que dependen del ángulo de fricción interna ϕ .

$$N_q = \frac{e^{\pi \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{(\cos \phi)^2} - 1 \right) \tan \phi$$

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de empuje pasivo

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares se modifica la ecuación de la capacidad de carga última de cimentación corrida

Cimentación cuadrada

$$q_{ultimo} = 1.3cN_c + qN_q + 0.8\gamma BN_\gamma$$

Cimentación redonda

$$q_{ultimo} = 1.3cN_c + qN_q + 0.6\gamma BN_\gamma$$

Tabla 3- 3 Factores de capacidad de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Brajas M. Das

c) Ecuación general de la capacidad de carga

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas anteriormente son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Estas no aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 3-6). Además la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_{ultimo} = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c = Cohesión efectiva del material de fundación (t/m^2)

γ = Peso específico del terreno bajo la fundación (t/m^3)

q = Presión efectiva al nivel de fundación (t/m^2) $q = \gamma Df$, Df = Nivel desplante

B = ancho de la cimentación, L = longitud de la cimentación, L es siempre mayor que B

N_c , N_q y N_γ = Coeficientes adimensionales de capacidad portante que dependen del ángulo de fricción interna ϕ .

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1)$$

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} * \frac{B}{L}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ Factores de profundidad

Condición a) $Df/B \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi * (1 - \text{seno} \phi)^2 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Condición b) $Df/B > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi * (1 - \text{seno} \phi)^2 * \tan^{-1} \frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ Factores de inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

Tabla 3-4 Correlación del ángulo de fricción con los factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

^a Según Vesic (1973)

Fuente: Brajas M. Das

d) Método de Skempton

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otras menos profundas y por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi:

$$q_d = CN_c + \gamma D_f$$

Pero que ahora N_c varía con la relación D_f/B , en la que D_f es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma.

Los valores propuestos por Skempton para N_c son los mostrados en la tabla 3-5

Tabla 3- 5 valores para N_c propuestos por Skempton

D/B	Nc	
	zapata circular o cuadrada	zapata continua
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.6	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1	7.7	6.4
1.6	8.1	6.8
2	8.4	7
2.5	8.6	7.2
3	8.8	7.4
4	9	7.5
>4	9	7.5

Fuente: Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentación

e) Capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por gravas y arenas

La determinación de la capacidad de carga admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de la expresión siguiente (Terzaghi y Peck)

$$q_a = 720 * (N_{corr} - 3) * \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 * 4.88 * R ; \text{ en kg/m}^2$$

Donde:

N_{corr} = Número de golpes corregido por profundidad en la prueba de penetración normal

B = es el ancho de cimentación en pies

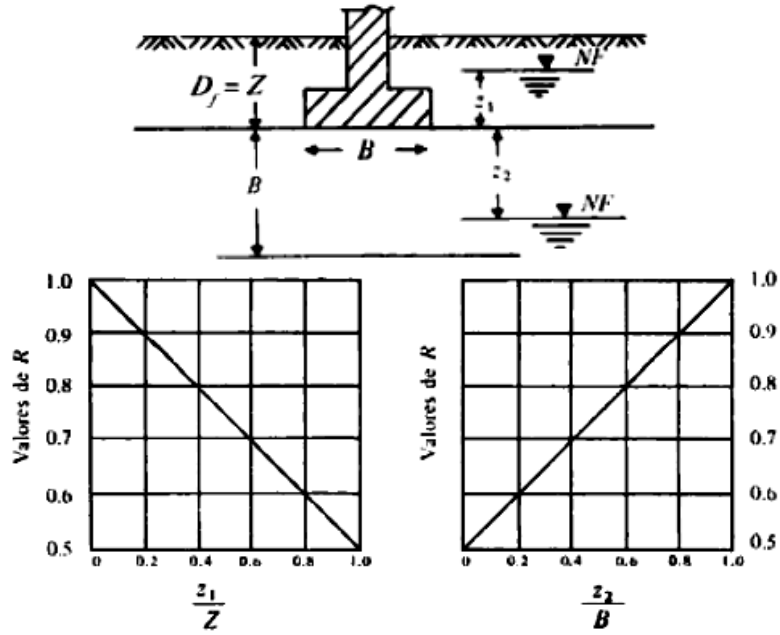
R = factor de corrección que depende de la posición del nivel de aguas freáticas y puede obtenerse de las figura 3-7

En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata puede llegar a saturarse ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la capacidad de carga admisible ordinaria.

Si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga del material que no se va a llegar a saturar. Pero bajo la zapata sí se saturará debido al nivel freático, se debe reducir por lo menos un 25% el valor de la capacidad de carga admisible normal. Cuando sobre un suelo se vaya a cimentar una maquina vibrante, la capacidad de carga admisible normal debe reducirse un 50%⁵

⁵ CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones Cuarta Edición. México D.F.: Limusa S.A Pag 297 - 300

Figura 3- 7 Cálculo de R, factor de corrección que depende de la posición del nivel de aguas freáticas.



Fuente: Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentación

f) Presión admisible de carga en arenas basada en consideraciones de asentamiento

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la presión de carga neta admisible en cimentaciones con la resistencia de penetración estándar. La presión neta se define como:

$$q_{neta (adm)} = q_{adm} - \gamma D_f$$

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para una pulgada (25.4mm) de asentamientos máximos estimado

$$q_{neta (adm)} (KN/m^2) = 11.98 N_{cor} \quad \text{para } B \leq 1.22m$$

$$q_{neta (adm)} (KN/m^2) = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \quad \text{para } B > 1.22m$$

N_{cor} es el número penetración estándar corregido

Desde que Meyerhof propuso su correlación original, los investigadores han observado que sus resultados son conservadores. Posteriormente Meyerhof (1965) sugirió luego que la presión neta admisible de carga debía incrementarse en aproximadamente 50%.

Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones para la presión de carga, se expresan como:

$$q_{neta (adm)}(KN/m^2) = 19.96N_{cor} F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad \text{para } B \leq 1.22m$$

$$q_{neta (adm)}(KN/m^2) = 11.98N_{cor} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad \text{para } B > 1.22m$$

Donde:

Fd =factor= $1 + 0.033 * (Df / B) \leq 1.33$

Se = asentamiento tolerable en mm

Df: profundidad de desplante en pies

B: ancho de la zapata en metros

g) Capacidad de carga admisibles de las roca

Tabla 3- 6 Capacidad admisible de carga en rocas

ROCA	CARGA ADMISIBLE (kg/cm²)
Roca suave	8
Roca sedimentaria dura	40
Roca dura y sana	60
Roca sedimentarias	
Lulitas y Pizarras	8 a 10
Calizas	10 a 20
Rocas en plegamientos	
Micas	40
Rocas igneas	
Basalto, Granito, Diorita, Sanas	20 a 40 y 100
Rocas metamórficas	
Gneiss	100
Mármol	10 a 20

Fuente: Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentación

3.3 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS [H.4.7]

La capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla, reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos.

$$q_{adm} = \frac{q_{\acute{u}ltima}}{F_s}$$

Tabla 3- 7 Factores de Seguridad Indirectos de capacidad portante Mínimos

Condición	F_s Mínimo
	Diseno
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseno Seudo estático	1.5

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de

$$\text{Incremento neto de esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

La capacidad última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante,

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

$q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

$q = \gamma * Df$

Entonces:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

El factor de seguridad, tal como se define por la anterior ecuación puede ser de por lo menos de 3 en todos los casos

A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor FS_{corte} de 1.4 a 1.6 es deseable junto con un factor *mínimo* de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta.

El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un FS_{corte} dado

a) Sean c y ϕ la cohesión y el ángulo fricción, respectivamente de un suelo y sea FS_{corte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte. Entonces, la cohesión y el ángulo de fricción desarrollados son:

$$c_d = \frac{c}{FS_{corte}}$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{corte}} \right)$$

b) La capacidad de carga admisible bruta se calcula con c_d y ϕ_d parámetros de resistencia cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de una cimentación corrida según la ecuación

$$q_{admissible} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

N_c , N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga que para el ángulo de fricción ϕ .

c) La capacidad admisible neta de carga es entonces

$$q_{admissible (neta)} = q_{admissible} - q = c_d N_c + q(N_q - 1) + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Independiente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud de FS debe depender de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas.

3.4 EFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA

En varias situaciones, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, como muestra la figura 3-8 a).

En tales casos la distribución, la distribución de presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

y

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

Q=Carga vertical total

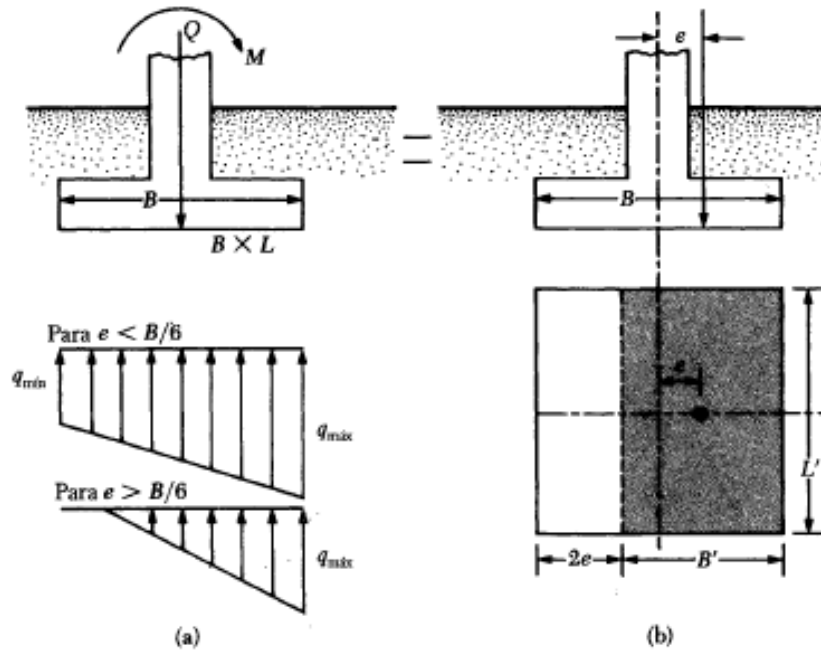
M=Momento sobre la cimentación

B = ancho de la cimentación, L = longitud de la cimentación, L es siempre mayor que B

La figura 3-8 b) muestra un sistema de fuerza equivalentes al mostrado en la figura 3-8 a). La distancia e es la excentricidad

$$e = \frac{M}{Q}$$

Figura 3- 8 Cimentaciones cargadas excéntricamente



Fuente: Brajas M. Das

Sustituyendo la ecuación definida para e en las ecuaciones q_{max} y q_{min} nos da:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

y

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

El factor de seguridad para tales tipos de cargas contra la falla por capacidad de carga se evalúa utilizando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), denominado como el método del área efectiva. El siguiente es el proceso paso a paso de Meyerhof para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga⁶

⁶ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 176-184

3.4.1 Excentricidad en una dirección

- a) Determine las dimensiones efectivas de la cimentación como:

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{largo efectivo} = L$$

Note que, si la excentricidad es en dirección del largo de la cimentación el valor de L' será igual a $L - 2e$. El valor de B' es entonces igual a B . la menor de las dos unidades (es decir L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación

- b) La ecuación de capacidad de carga última

$$q'_{ultimo} = CN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Para S_c , S_q , S_γ Usar B' y L'

- c) La carga última total que la cimentación puede soportar es:

$$Q_{ultimo} = q'_{ultimo} (B')(L')$$

- d) El factor de seguridad contra la falla por capacidad de apoyo es:

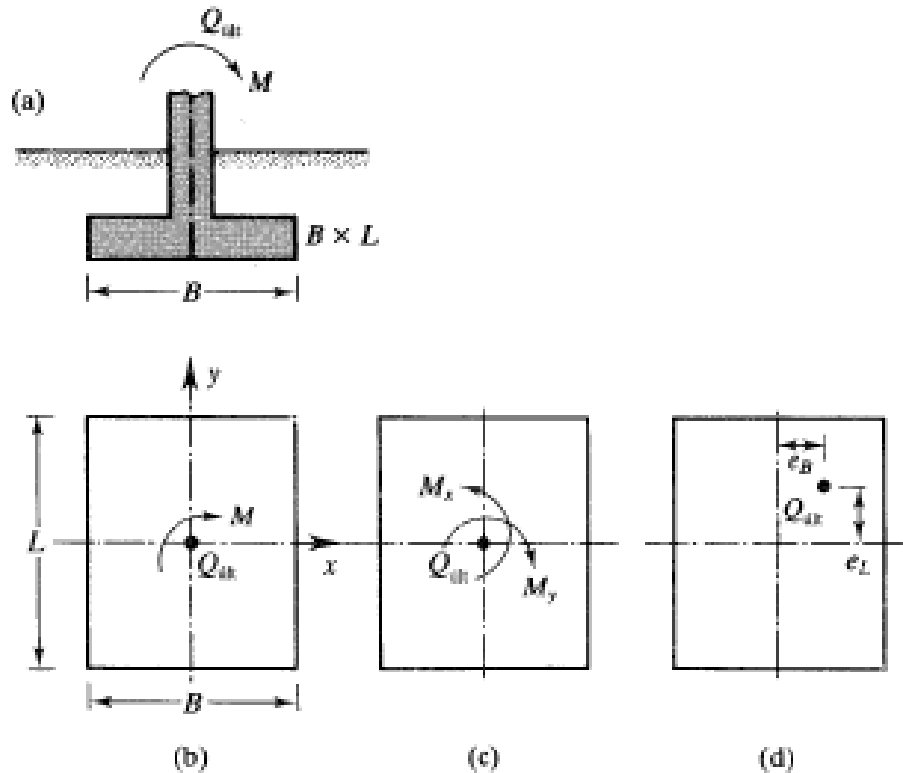
$$F_s = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

- e) Verifique el factor de seguridad respecto a q_{max} o, $FS = q'_{ultimo} / q_{max}$:

3.4.2 Excentricidad en dos direcciones

Considere una situación en que una cimentación es sometida a carga vertical última Q_{ult} y a un momento M como muestra la figura 3-9 a) y b). Para este caso, las componentes del momento M respecto a los ejes x y y se determinan con M_x y M_y , respectivamente (figura 3-9). Esta condición es equivalente a una carga Q_{ult} colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 3-9 d). Note que:

Figura 3-9 Análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos



Fuente: Brajas M. Das

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}}$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}}$$

Si se requiere Q_{ult} esta puede obtenerse

$$Q_{ult} = q'_{ultimo} * A'$$

Donde:

$$q'_{ultimo} = CN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$A' = \text{área efectiva} = B' * L'$$

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

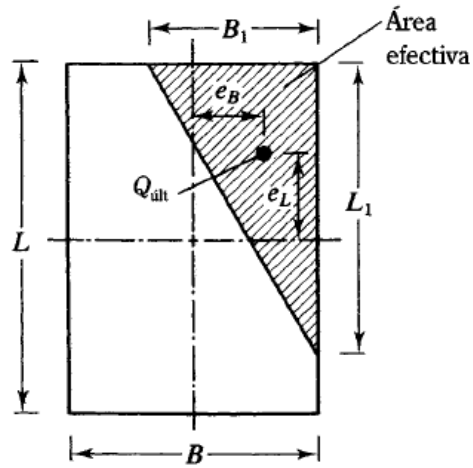
Para S_c , S_q , y S_γ usar B' y L'

a) **Caso I:**

El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 3-10

$$e_L/L \geq 1/6 \quad \text{y} \quad e_B/B \geq 1/6$$

Figura 3-10 Área efectiva para el caso I



Fuente: Brajas M. Das

Donde:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

$L' = L_1$ o B_1 , el mayor

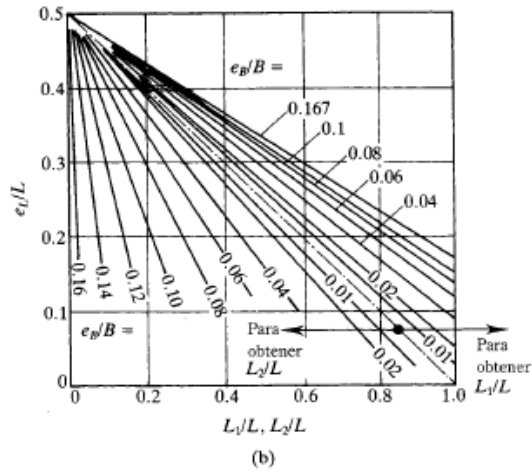
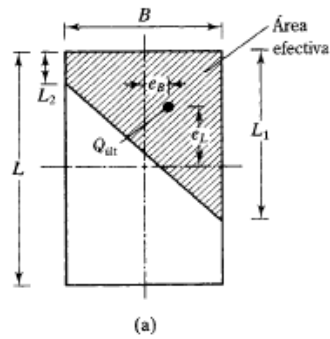
$$B' = \frac{A'}{L'}$$

b) **Caso II:**

El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 3-11 a)

$$e_L/L \geq 0.5 \quad \text{y} \quad 0 < e_B/B < 1/6$$

Figura 3- 11 Área efectiva para el caso II



Fuente: Brajas M. Das

Donde:

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) \cdot B$$

L1 y L2 ver figura 3-10 a)

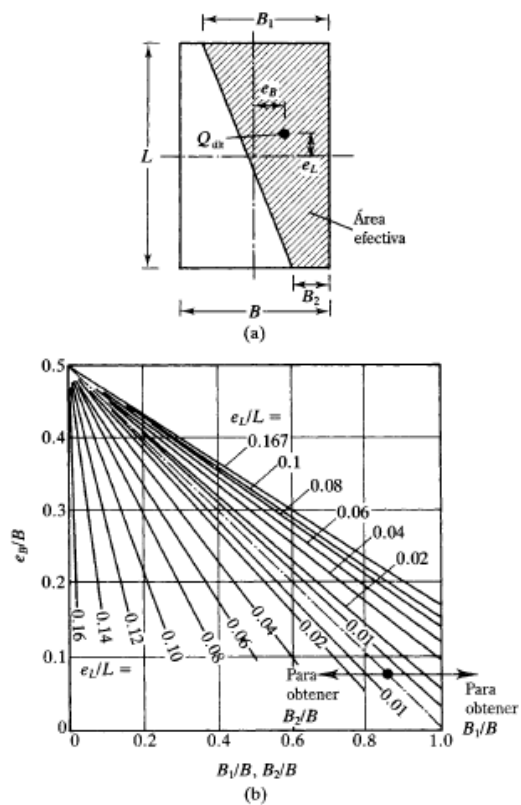
$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}}$$

c) **Caso III:**

El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 3-12 a)

$$e_L/L < 1/6 \quad \text{y} \quad 0 < e_B/B < 0.5$$

Figura 3-12 Área efectiva para el caso III



Fuente: Brajas M. Das

Donde:

$$A' = 1/2 (B_1 + B_2) \cdot L$$

B1 y B2 ver figura 3-11 a)

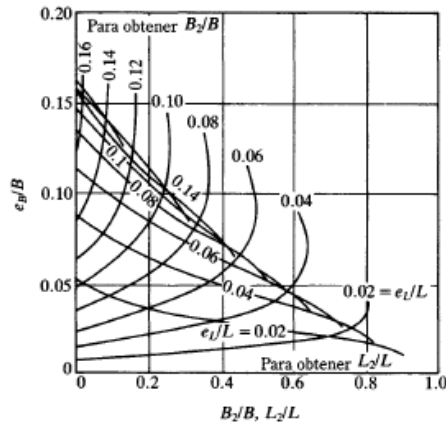
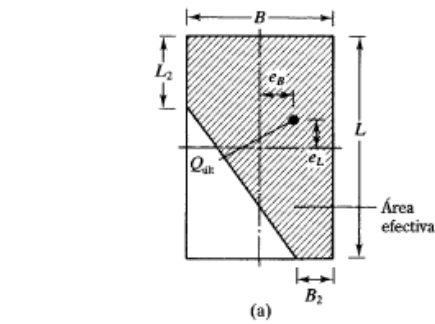
$$B' = \frac{A'}{L}$$

d) **Caso IV:**

El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 3-13 a)

$$e_L/L < 1/6 \quad \text{y} \quad e_B/B < 1/6$$

Figura 3- 13 Área efectiva para el caso IV



Fuente: Brajas M. Das

Donde:

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) * (L - L_2)$$

L2 y B2 ver figura 3-12 a)

$$L' = L$$

$$B' = \frac{A'}{L}$$

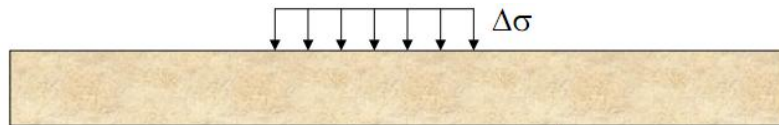
3.5 ASENTAMIENTOS [H.4.8]

La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo.

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo donde se funda. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

- Por deformación elástica de las partículas.
- Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.
- Por fluencia en el tiempo del medio considerado continuo (el suelo)

Figura 3- 14 Suelo continuo



Fuente: Universidad del Cauca Prof. Lucio Cruz

Cuando el suelo experimenta una sobrecarga cualquiera (Ej: La carga transmitida al suelo por una estructura por medio de una cimentación), debido al incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma_z$) este experimentará una deformación vertical llamada un asentamiento total, el cual es función del tiempo y constituido de tres tipos de desplazamientos verticales.

3.5.1 Asentamientos inmediatos [H.4.8.1]:

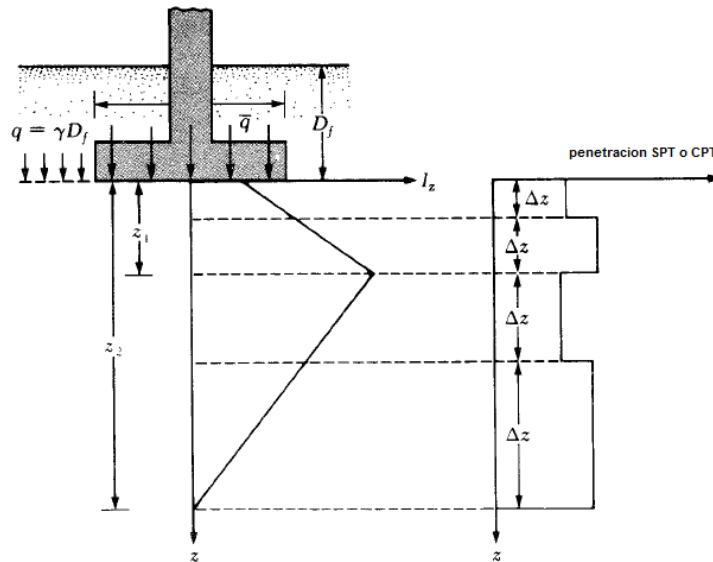
Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la

rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada:

Asentamiento inmediato en Arenas

Método de Schemertman y Hartman (1978)⁷

Figura 3- 15 Cálculo de asentamientos elásticos usando el factor de influencia de la deformación unitaria



Fuente: Brajas M. Das

Propone la siguiente ecuación

$$\rho_e = C_1 C_2 Q_n \sum_l^n \left(\frac{l_z}{E} \right) \Delta Z$$

Donde:

C_1 y C_2 son factores de correlación

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_0}{Q_n} \right) \geq 0.5$$

⁷ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 247

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(t/0.1) \quad t = \text{años}$$

Q_n = presión de contacto neta

l_z = es variable con la profundidad

Las capas (ΔZ) se determinan de acuerdo con la variación de l_z o con el número de golpes de la penetración estándar

El valor E se determina a partir de la penetración de acuerdo con las siguientes relaciones

$$E = K * q_c,$$

q_c = Resistencia de penetración de cono

$K = 1.5$ para limos arenosos

$K = 2.0$ para arena compacta

$K = 3.0$ para arena densa

$K = 4.0$ para arena con gravas

Tabla 3- 8 q_c y N se relaciona de la siguiente manera

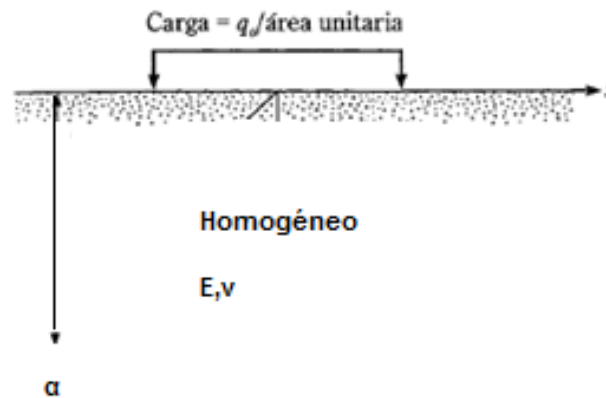
TIPO DE SUELO	q_c/N	OBSERVACIONES
Limo, limo arenoso, mezclas de limo y arena ligeramente cohesivos	2	q_c en Kg/cm^2 o en Ton/pie^2 $N = \text{golpes por pie}$
Arena fina a media limpia o algo limosa	3.5	
Arena gruesa, arena con gravas pequeñas	5	
Grava arenosa o gravas	6	

Fuente: Fundaciones II

Asentamiento inmediato en Arcillas:

a) Espacio semi-infinito

Figura 3- 16 Asentamiento inmediato en capa semi-infinita



Fuente: Brajas M. Das

$$\rho_e = \frac{Q_n * B(1 - \nu^2)}{E} C_d'$$

Donde:

ν = Módulo de poisson del suelo

E = módulo de Elasticidad del suelo

C_d = coeficiente o factor de forma que depende de la geometría del problema, rigidez del plano cargado y forma de la carga

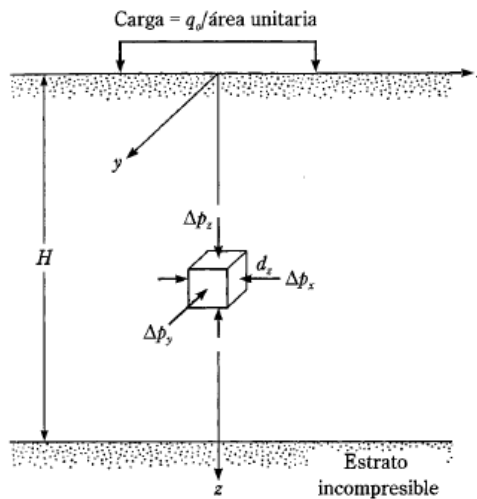
Tabla 3- 9 Valores de C´d

FORMA	Centro	Esquina	Mitad del lado corto	Mitad del lado largo	promedio
Circular Flexible	1	0.64	0.64	0.64	0.85
Circular Rígido	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Cuadrado Rígido	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
rectangular Largo/ancho					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.3
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.1	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.29
100	4	2	2.2	3.6	3.7
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15

Fuente: Fundaciones II

b) Capa limitada por una capa rígida

Figura 3- 17 Asentamiento inmediato en capa limitada por una base rígida



Fuente: Brajas M. Das

$$\rho_e = \frac{Q_n * B(1 - \nu^2)}{E} C_d'$$

Donde:

C_d = es el factor de forma que depende de la relación L/B y H/B

ν = Módulo de poisson del suelo

E = módulo de Elasticidad del suelo

B = ancho de la cimentación, L = longitud de la cimentación, L es siempre mayor que B

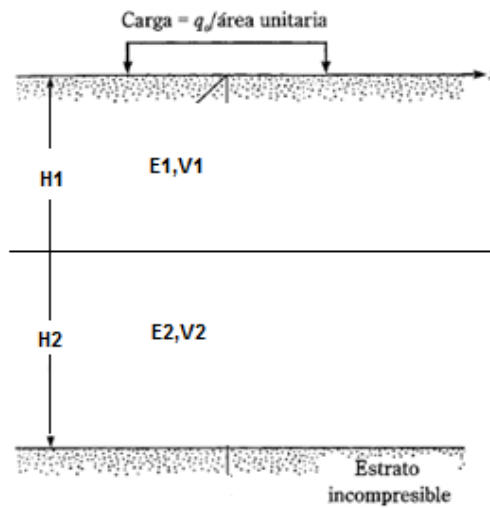
Tabla 3- 10 Valores de $C'd$

VALORES DE $C'd$ PARA DIFERENTES GEOMETRIA							
	CIRCULAR	RECTANGULAR					
H/B	Diam=B	L/B=1	L/B=1.5	L/B=2	L/B=3	L/B=5	L/B=10
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.5	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1	0.7	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83
1.5	0.8	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08
2.5	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.4
3.5	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59
5	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82
α	1	1.12	1.36	1.52	1.78	2.1	2.53

Fuente: Fundaciones II

c) Dos o más capas limitadas por una capa rígida

Figura 3- 18 Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida



Fuente: Brajas M. Das

$$\rho_e = \frac{Q_n * B(1 - \nu^2)}{E} C_d'$$

Donde:

Cd = es el factor de forma que depende de la relación L/B y H/B

ν = Módulo de poisson del suelo, E = módulo de Elasticidad del suelo

B = ancho de la cimentación, L = longitud de la cimentación

El asentamiento inmediato total es:

$$\rho_T = \rho_{capa\ 1} + \rho_{capa\ 2}$$

El asentamiento de la capa 1 es calculada como en el caso (b), considerando que la capa rígida se encuentra a la profundidad H1

El asentamiento de la capa 2 es determinado así:

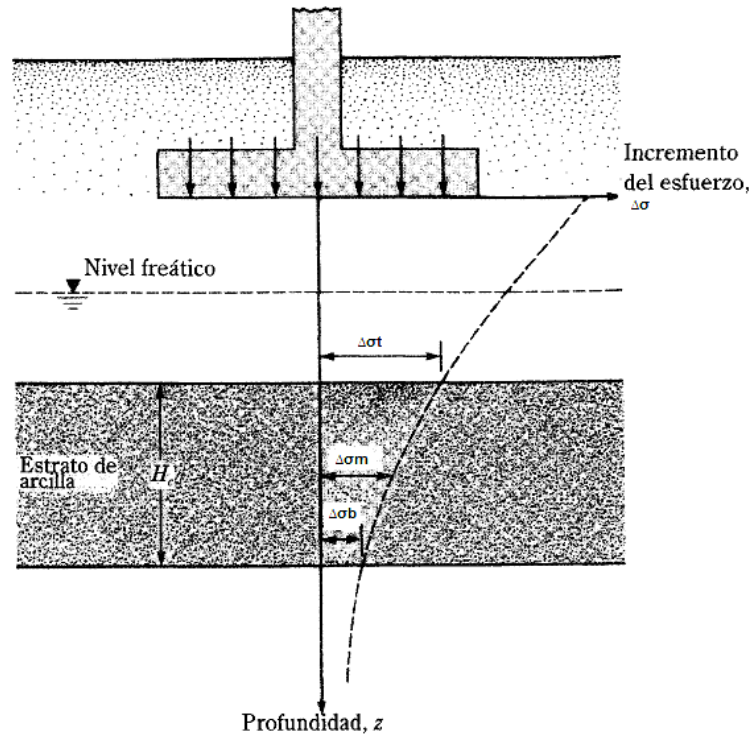
- Se calcula el asentamiento total de la capa H1 + H2 con las características del suelo de la capa 2
- Se calcula el asentamiento de la capa 1 con las características del suelo de la capa 2
- Este último valor es restado del calculado para H1+H2

3.5.2 Asentamientos por consolidación [H.4.8.2]:

Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Se define también como consolidación primaria.

Se da a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación⁸

Figura 3- 19 Asentamientos por consolidación en arcillas



Fuente: Brajas M. Das

Entonces:

Arcillas normalmente consolidadas

$$\rho_p = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

⁸ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 252

Arcillas preconsolidadas

- Caso $\Delta\sigma < \sigma_p - \sigma_0$

$$\rho_p = \frac{H}{1 + e_0} C_e \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

- Caso $\Delta\sigma > \sigma_p - \sigma_0$

$$\rho_p = \frac{H}{1 + e_0} \left[C_e \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Donde:

σ'_0 =presión efectiva sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación

σ'_p =presión de pre consolidación

e_0 =relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

H =espesor de la capa de arcilla

C_e =índice de expansibilidad

C_c =índice de compresión

$$\Delta\sigma = 4 * I * Pu/A$$

Donde:

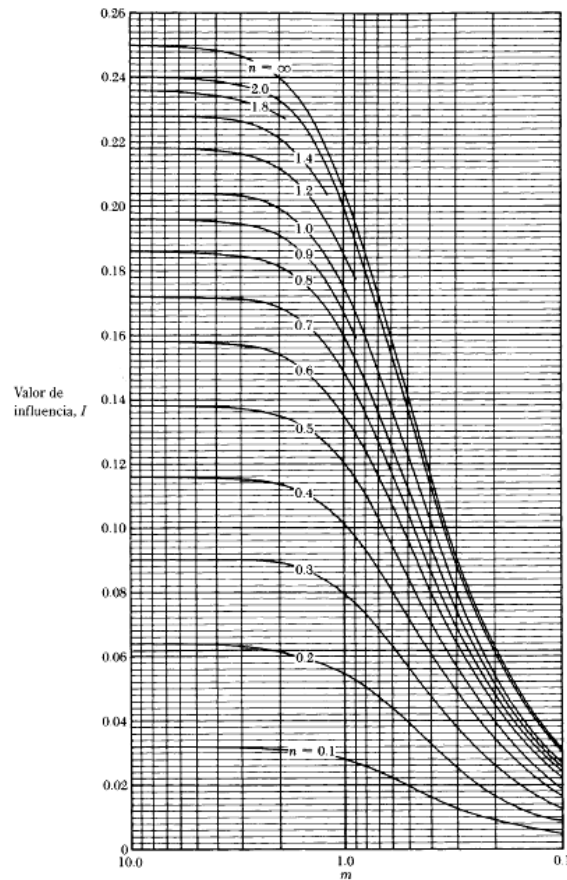
$\Delta\sigma$ =incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación

I = Variación de m y n (figura 3-20)

P_u = Carga última

A = Área

Figura 3- 20 Variación de m y n



Fuente: Brajas M. Das

3.5.3 Asentamientos secundarios [H.4.8.3]:

La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria. Se estima que materiales con alto contenido orgánico presentan este fenómeno

$$\rho_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_0} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_p} \right)$$

Donde:

C_α = es el índice de compresión

t_p = es el tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90%

t_2 = tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura

3.5.4 Asentamientos totales[H.4.8.4]:

Son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos son importantes.

Luego el asentamiento total el cual es función del tiempo es:

$$\rho_{Total} = \rho_{elástica} + \rho_{cons.primaria} + \rho_{cos.secudaria}$$

$$\rho_T = \rho_e + \rho_p + \rho_s$$

ρ_e = asociado a la respuesta inmediata del suelo

ρ_p = asociada a el fenómeno de consolidación primaria del suelo

ρ_s = asociada al fenómeno de consolidación secundaria del suelo

3.6 EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS [H.4.9]

3.6.1 Clasificación [H.4.9.1]:

Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

- (a) **Asentamiento máximo** Definido como el asentamiento total de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
- (b) **Asentamiento diferencial** Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
- (c) **Giro** Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

3.6.2 Límite de asentamientos totales [H.4.9.2]:

Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas

3.6.3 Límite de asentamientos diferenciales [H.4.9.3]:

Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla 3 -10, expresada en función de l , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla 3- 11 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas

Tipo de construcción	Δ_{\max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{l}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{160}$

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

Limites de giro

Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de $l/250$.

3.7 CIMENTACIONES CON PILOTES [H.4.4]

La capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos.

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura deba construirse en sitios cubiertos de agua

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo diferentes causas:

a) Respecto a los materiales ⁹

Madera

Acero

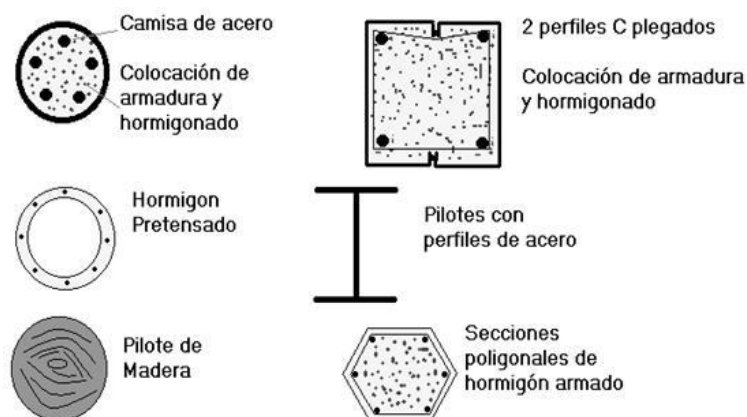
Concreto simple

Concreto reforzado

Concreto pre-esforzado

Mixtos

Figura 3- 21 Pilotes respecto a materiales

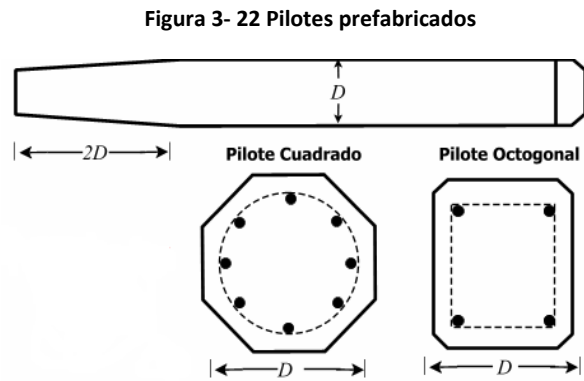


Fuente: <http://www.jmcanciani.com.ar/fundaciones.htm>

⁹ CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones Cuarta Edición. México D.F.: Limusa S.A Pag 461

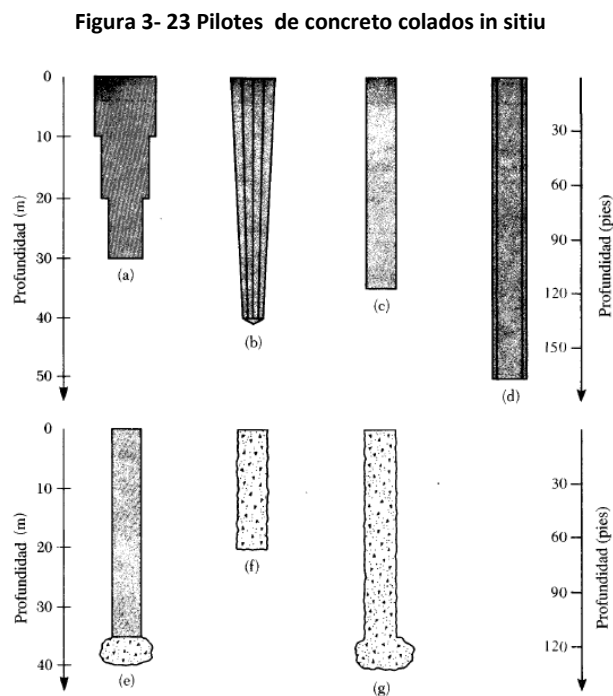
b) Respecto a su lugar de fabricación

Prefabricados: el pilote se fabrica en lugar distinto donde se hinca



Fuente: Brajas M. Das

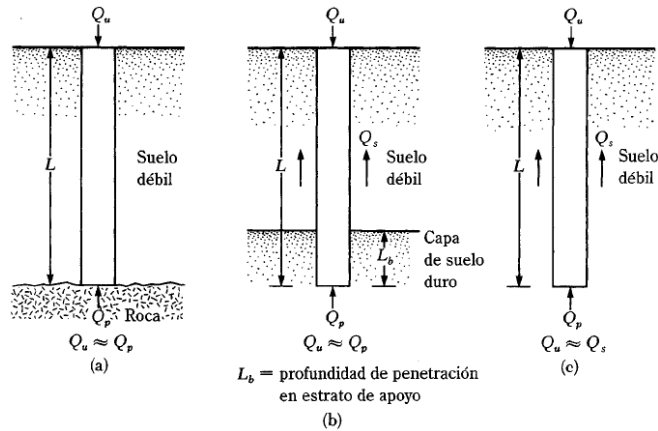
Fabricados in situ



Fuente: Brajas M. Das

c) Respecto a sus apoyos

Figura 3- 24 Pilotes de fricción y de punta



Fuente: Brajas M. Das

Pilotes de Fricción: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral (figura 3-24c).

Pilote de punta: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente (figura 3-24 a).

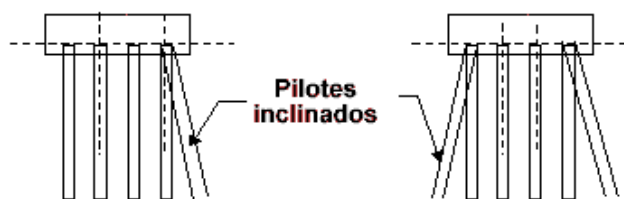
Pilote de apoyo mixto: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo (figura 3-24 b).

d) Respecto a su dirección

Pilotes verticales

Pilotes inclinados

Figura 3- 25 Pilotes verticales e inclinados



Fuente: <http://justregularpeoplewitharandomblog.files.wordpress.com/2011/06/lala1.png>

3.7.1 Estado limite de falla [H.4.4.1]:

Se deberá verificar que la cimentación diseñada resulte suficiente para asegurar la estabilidad de la edificación en alguna de las siguientes condiciones:

(a) Falla del sistema suelo-zapatas, o suelo-losa de cimentación, despreciando la capacidad de los pilotes,

(b) Falla del sistema suelo-pilotes, despreciando la capacidad del sistema suelo-zapatas o suelo-losa, para lo cual debe considerarse que la carga de falla del sistema es la menor de los siguientes valores: 1) suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales; 2) capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes; 3) suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes.

La capacidad de carga bajo cargas excéntricas se evaluará calculando la distribución de cargas en cada pilote mediante la teoría de la elasticidad, o a partir de un análisis de interacción suelo-estructura. No se tendrá en cuenta la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tracción, a menos que se hayan diseñado y construido con ese fin.

3.7.2 Estado límite de servicio [H.4.4.2]:

Los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas de gravedad se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa. En el cálculo de los movimientos anteriores se tendrá en cuenta las excentricidades de carga.

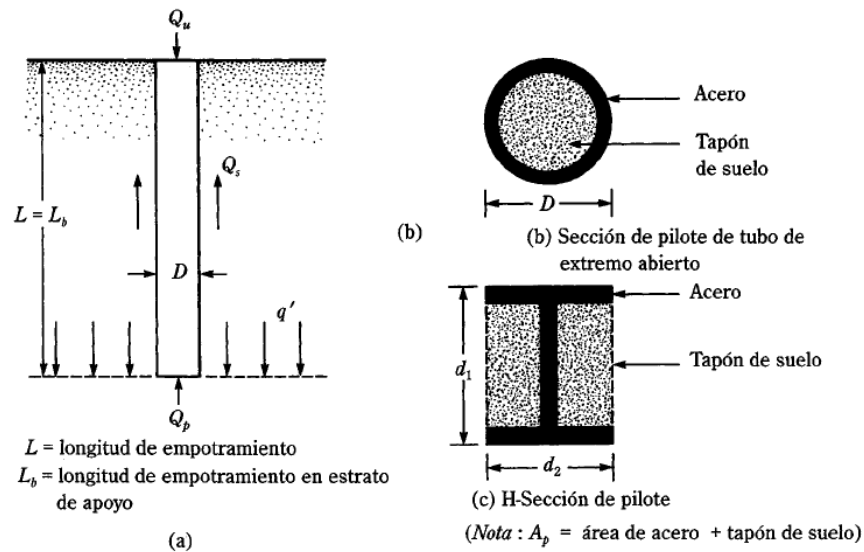
Para pilotes por punta o pilas los asentamientos se calcularán teniendo en cuenta la deformación propia bajo la acción de las cargas, incluyendo si es el caso la fricción

negativa, y la de los materiales bajo el nivel de apoyo de las puntas.

Deberá comprobarse que no resulten excesivos el desplazamiento lateral ni el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volcamiento sísmico.

3.8 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Figura 3- 26 Capacidad última de carga de un pilote



Fuente: Brajas M. Das

La capacidad última de carga de un pilote se logra por una simple ecuación como la suma de cargas tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_u = capacidad última del pilote

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s =resistencia por fricción

a) Capacidad de carga por la punta

$$Q_p = A_p q_p = A_p (CN_c^* + q' N_q^*)$$

Donde:

A_p = Área del pilote

C = Cohesión del suelo

q' = Esfuerzo vertical efectivo en la punta

N_c^* y N_q^* = Factores de capacidad de carga

b) Resistencia por fricción

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

Donde:

P =perímetro del pilotaje

ΔL =longitud incremental del pilote

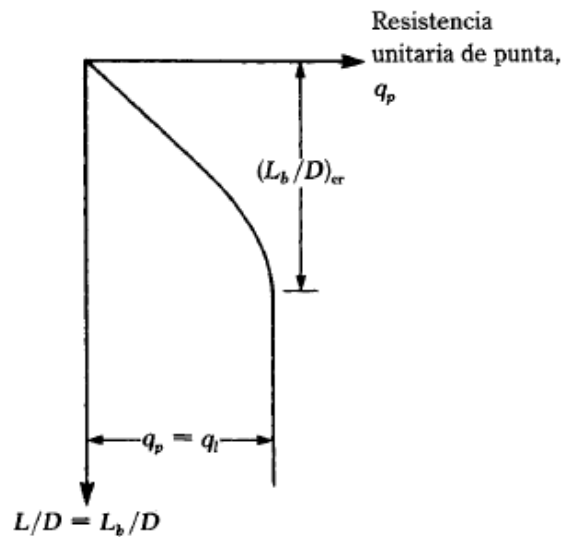
f = Resistencia unitaria por fricción a la profundidad z

3.8.1 Resistencia por la punta¹⁰

a) Método de Meyerhof estimación de Q_p (1976)

La capacidad de carga de punta Q_p de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. En un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote (figura 3-26.a). Más allá de la relación de empotramiento crítico, $(L_b/D)_{cr}$ el valor de Q_p permanece constante ($Q_p=Q_l$). Es decir, $L=L_b$, como muestra la figura 3-27 para el caso de un suelo homogéneo.

Figura 3- 27 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea



Fuente: Brajas M. Das

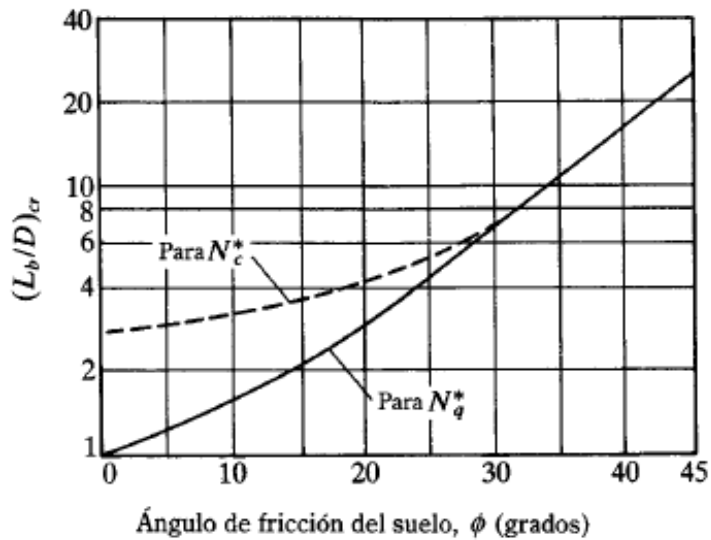
La variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo se muestra en la figura 3-28. Note que la línea a rayas es para la determinación de Nc^* y que la línea continua es de determinación de Nq^* . De acuerdo con Meyerhof los factores de capacidad de carga crecen con L_b/D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D = 0.5$

¹⁰ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 584

$(L_b/D)_{cr}$ La figura 3-28 indica que para $\phi = 45^\circ$ es aproximadamente de 25 y que decrece al disminuir el ángulo de fricción ϕ .

En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b/D para pilotes es mayor que $0.5 (L_b/D)_{cr}$, por lo que los valores máximos de N^*c y N^*q serán aplicables para el cálculo de Q_p en todos los pilotes.

Figura 3- 28 Variación de $(L_b / D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo



Fuente: Brajas M. Das

- Para pilotes en arenas $c=0$

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_{límite}$$

La resistencia de la punta límite es:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p 50 N_q \tan \phi \quad \text{Kn/m}^2$$

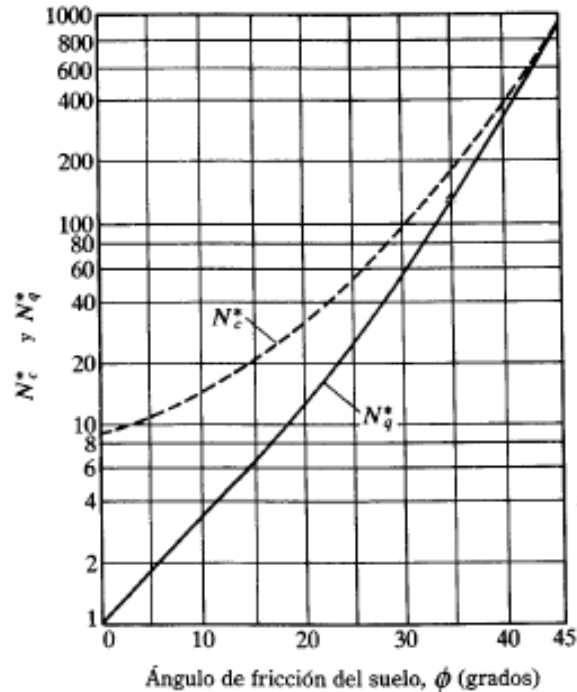
ϕ Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo

Con base de observaciones de campo, Meyerhof (1976) sugirió también que la resistencia de punta última Q_p en un suelo granular ($L = L_b$) se obtenga de los números de penetración estándar como:

$$Q_p = A_p * 40 * N_{corr} * \left(\frac{L}{D}\right) \leq A_p * 400 * N_{corr}$$

N es el numero de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (desde 10D arriba y 4D debajo de la punta del pilote)

Figura 3- 29 Variación de los valores máximos N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ del suelo



Fuente: Brajas M. Das

- **Arcillas (condición $\phi=0$)**

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ($\phi=0$)

$$N_c^* A_p C_u = 9 A_p C_u$$

Donde:

Cu= Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

b) Método de Vésic

Vésic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*)$$

Donde:

C = Cohesión del suelo

σ'_0 =esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote = $\left(\frac{1+2k_0}{3}\right) q$

K0=coeficiente de presión de tierra en reposo

Nc* y Nσ* = Factores de capacidad de carga

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{1+2K_0} \quad , \quad N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad \text{Para } \phi=0$$

De acuerdo con Vésic

$$N_c^* = f(I_{rr})$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(c + q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi}$$

Donde:

I_{rr} = Índice de rigidez reducida del suelo

I_r = Índice de rigidez del suelo

E_s = módulo de elasticidad del suelo

ν = relación de poisson del suelo

G_s = módulo de cortante del suelo

Δ = deformación unitaria en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Para condiciones sin cambio de volumen, $\Delta = 0$, por lo que $I_{rr} = I_r$

Los valores de I_r se logran de pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo para uso preliminar, se recomiendan los siguientes valores

Tabla 3- 12 valores de I_r según tipo de suelo

Tipo de Suelo	I_r
Arena	70-150
Limos y arcillas (condición drenada)	50-100
Arcillas (condición no drenada)	100-200

Fuente: Brajas M. Das

c) Método de Janbu

Para pilotes Janbu propuso calcular Q_p con la expresión

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

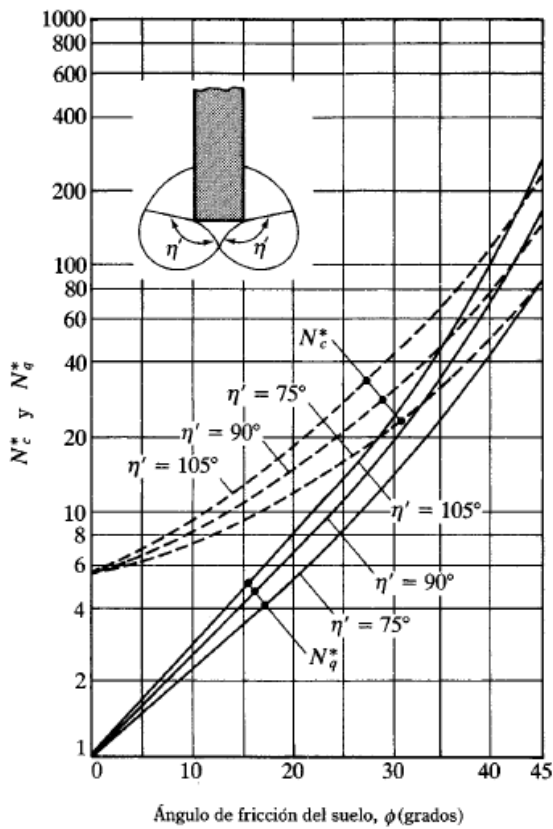
Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en la Figura 3-30 las relaciones en la capacidad de carga son entonces:

$$N_q^* = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 e^{2n' \tan \phi}$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

El ángulo η se define en la figura 3-30

Figura 3- 30 Factores de capacidad de apoyo de Janbu



Fuente: Brajas M. Das

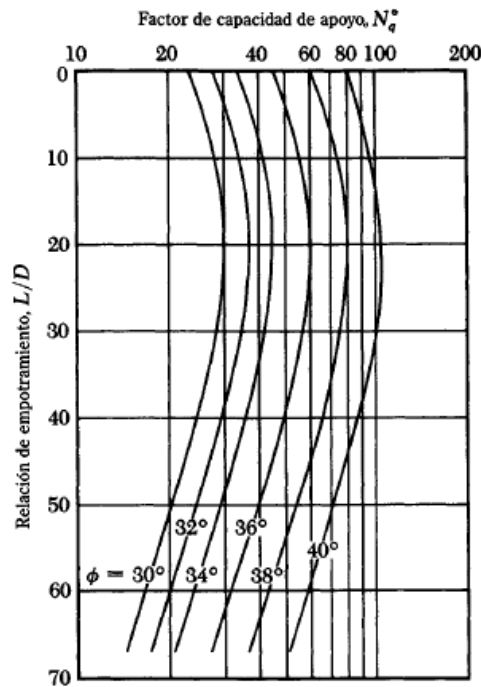
La figura 3-30 muestra la variación de N_c^* y N_q^* con ϕ y η . El Angulo η varia aproximadamente 70° en arcillas blandas aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p su magnitud plena no se obtiene si no hasta que el pilote a penetrado por lo menos un 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica para la arena.

d) Método de Coyle y Castellano

Coyle y castellano (1981) analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados de arena. Con esos resultados sugirieron que, en arena.

Figura 3- 31 Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo



Fuente: Brajas M. Das

$$Q_p = q' N_q^* A_p$$

Donde:

q' =esfuerzo vertical efectivo en punta del pilote

N_q^* : Factor de capacidad de carga

La figura 3-31 muestra la Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ

3.8.2 Resistencia por fricción ¹¹

- **Resistencia por fricción en arena**

La resistencia por fricción (Q_s) se expresa como:

$$Q_s = \sum p\Delta Lf$$

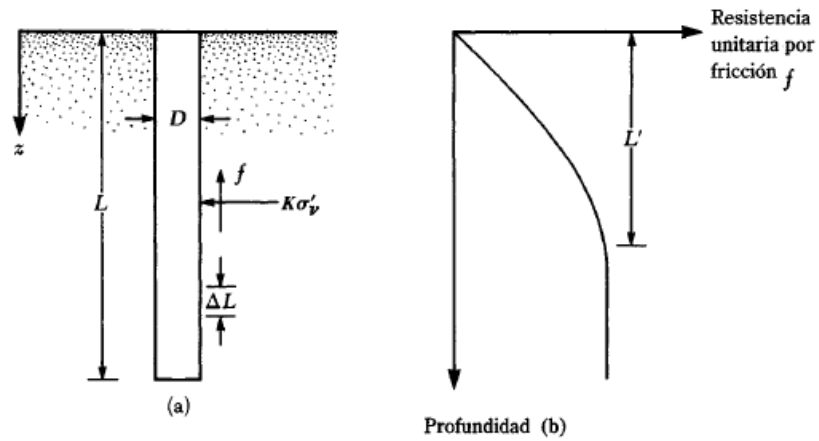
La resistencia unitaria por fricción, f se debe calcular teniendo varios factores importantes como son:

- La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en la arena la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor
- Se observa que la naturaleza de la variación de f en campo es aproximadamente como muestra la figura 3-32 b). La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es entre 15 o 20 veces el diámetro del pilote $L'=15D$
- A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para uno de bajo desplazamiento.

A profundidades similares los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

¹¹ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 593

Figura 3- 32 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Brajas M. Das

Considerando los factores anteriores se da una relación aproximada para f (figura 3-32):

Para $z = 0$ a L'

$$f = K\sigma'_v \tan \delta$$

Para $z = L'$ a L

$$f = f_{z-L'}$$

Donde:

K = coeficiente efectivo de la tierra

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ =ángulo de fricción entre suelos y pilotes

La magnitud K varía con la profundidad.

Tabla 3- 13 Los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse:

Tipo de pilote	K
Perforado	(1-senφ)
Hincado, de bajo desplazamiento	(1-senφ) a 1.4(1-senφ)
Hincado, de alto desplazamiento	(1-senφ) a 1.8(1-senφ)

Fuente: Brajas M. Das

Los valores de δ dados por varios investigadores están en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere un buen juicio para escoger el valor de δ . Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó:

$$K + \tan\delta = 0.18 + 0.0065 * Cr$$

$$K + \tan\delta = 0.5 + 0.008 * Cr$$

Donde:

Cr: compacidad relativa (%)

a) Coyle y Castello (1981)

Propusieron para pilotes en arena:

$$Q_s = f_{prom} pL = (K \underline{\sigma}'_v \tan \delta) pL$$

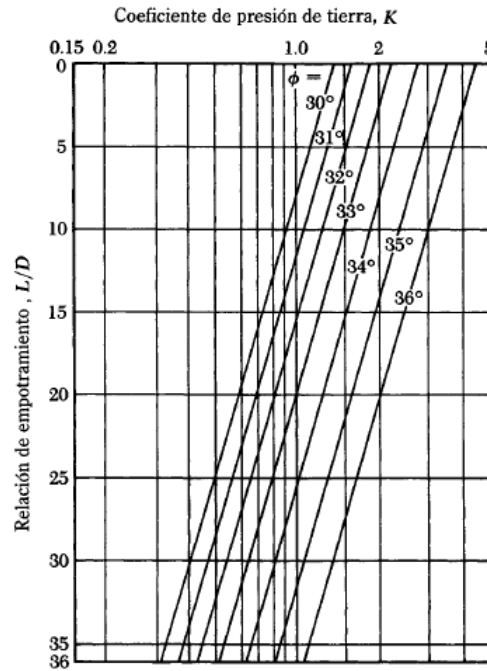
σ' = Presión de carga efectiva promedio

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ

El coeficiente K de presión lateral de tierra, que fue determinado por observaciones de campo se muestra en la figura 3-33.

$$Q_s = f_{prom} pL = (K \sigma'_v \tan 0.8\phi) pL$$

Figura 3- 33 Coeficiente de presión de tierra K



Fuente: Brajas M. Das

b) Meyerhof (1976)

Meyerhof también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom} , para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de la resistencia a la penetración estándar corregida promedio como:

$$f_{prom} (Kn/m^2 = 2N_{corr})$$

Para pilotes hincados de desplazamiento pequeño.

$$f_{prom} (Kn/m^2 = N_{corr})$$

Donde N_{cor} = Valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar

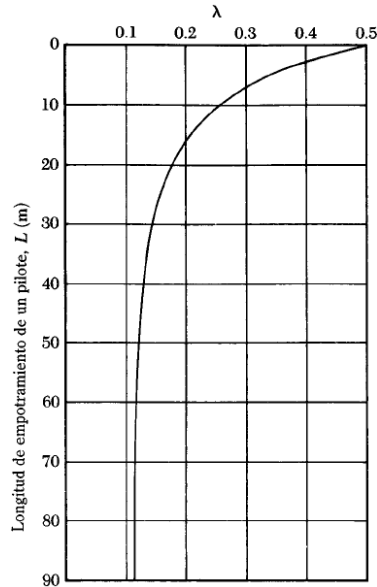
Entonces

$$Q_s = pL f_{prom}$$

- Resistencia por fricción en arcilla

a) Método λ

Figura 3- 34 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote



Fuente: Brajas M. Das

Propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \lambda(\sigma'_v = 2C_u)$$

Donde:

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

C_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi=0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote (Figura 3-34)

La resistencia total por fricción entonces se calcula como:

$$Q_s = pL f_{prom}$$

b) Método α

De acuerdo con éste, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación.

$$f = \alpha(C_u)$$

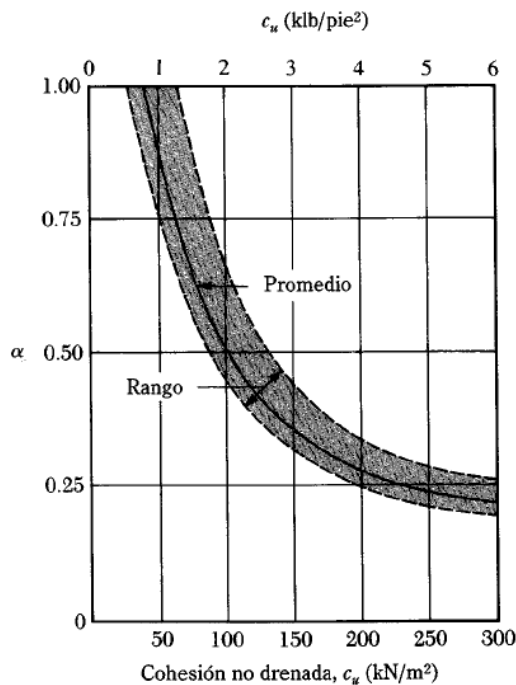
Donde α es factor empírico de adhesión

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 3-35

Para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq$ aprox 50 KN/m^2 , $\alpha=1$

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha C_u p \Delta L$$

Figura 3- 35 Variación de α con la Cohesión no drenada de una arcilla



Fuente: Brajas M. Das

c) Método β

La resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($C=0$). Entonces a cualquier profundidad:

$$f = \beta \sigma'_v$$

Donde:

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo

$\beta = K \tan \phi_R$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada

K = Coeficiente de presión de la tierra

$K = 1 - \sin \phi_R$ (arcillas normalmente consolidadas)

$K = 1 - \sin \phi_R \sqrt{OCR}$ (arcillas pre-consolidadas), OCR = tasa de preconsolidación

$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v$ (arcillas normalmente consolidadas)

$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v$ (arcillas pre-consolidadas)

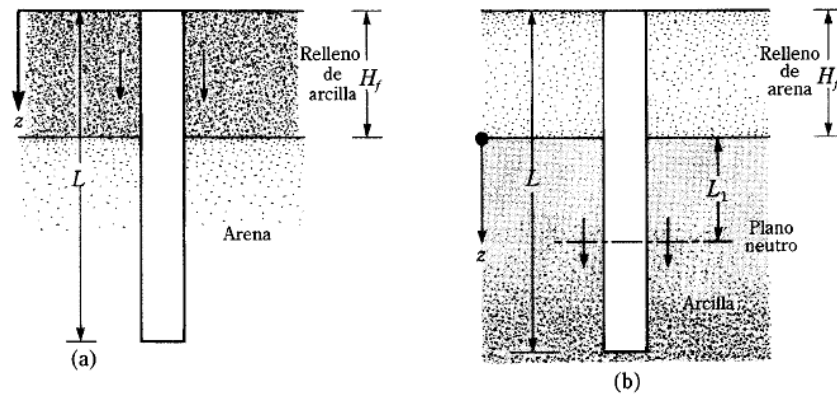
$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

3.8.3 Fricción superficial negativa¹²

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, lo cual ocurre en las siguientes condiciones

¹² DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 643-645

Figura 3- 36 Fricción superficial negativa



Fuente: Brajas M. Das

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hinca un pilote, el relleno se consolidará gradualmente; esto ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote (Figura 3-36 a) durante el periodo de consolidación
- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda como muestra la figura 3-36 b) inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá entonces una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote
- El descenso de nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá a asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedara sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo

En algunos casos, la fuerza de arrastre hacia abajo es excesiva y ocasionará falla de la cimentación

La mayoría de los casos los pilotes se usan en grupos como muestra la figura 3-38.

a) Relleno de arcilla sobre un suelo granular (figura 3-36 a)

Igual que en el método β , el esfuerzo superficial negativo es (hacia abajo) sobre el pilote es:

$$f = K' \sigma'_v \tan \delta$$

Donde:

K' = Coeficiente de presión de la tierra $K=1-\sin \phi$

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $z=\gamma'_f z$

γ'_f = Peso específico efectivo del relleno

δ = ángulo de fricción suelo – pilote = $0.5 < \phi < 0.7$

Por consiguiente, la fuerza de arrastre total hacia abajo; Q_n , sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK' \gamma'_f \tan \delta) z dz = \frac{pK' \gamma'_f H_f^2 \tan \delta}{2}$$

H_f = altura del relleno

Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo γ'_f , debe ser reemplazado por el peso específico húmedo

b) Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 3-36 b)

En este caso el esfuerzo de fricción negativa sobre el pilote existe de $z=0$ a $z=L1$, y se denomina profundidad neutra. La profundidad neutra se explica cómo (Bowles, 1982)

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'}$$

Donde:

γ' y γ'_f = pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente

Para pilotes de punta, la profundidad neutra se supone localizada en la punta del pilote es decir $L_1=L-H_f$

Una vez determinado el valor L_1 , la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la siguiente manera. La fricción superficial unitaria negativa a cualquier profundidad desde $z=0$ a $z=L_1$

$$f_n = K' \sigma'_0 \tan \delta$$

Donde:

$$K' = K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$\sigma'_0 = \gamma'_f H_f + z \gamma'$$

$$\delta = 0.5 - 0.7 \phi$$

$$\int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan \delta dz = (p K' \gamma'_f H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta}{2}$$

Si el suelo y el relleno están arriba del nivel freático, los pesos específicos efectivos deben remplazarse por pesos específicos húmedo.

3.9 ASENTAMIENTOS EN PILOTES¹³

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w es causado por tres factores:

$$S=S_1+S_2+S_3$$

Donde:

S = asentamiento total del pilote

S_1 = asentamiento elástico del pilote

S_2 =asentamiento del pilote causado por la carga del punta del pilote

S_3 = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

La deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde:

Q_{wp} =carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo

Q_{ws} =Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condiciones de carga de trabajo

A_p = área de sección transversal del pilote

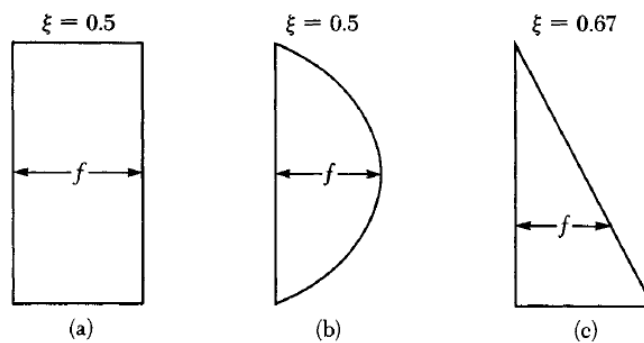
L = Longitud del pilote

¹³ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 615-617

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ dependerá de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, como muestra la Figura 3-37 a) y la Figura 3-37 b) $\xi = 0.5$. Sin embargo para una distribución triangular de f (Figura 3-36 c) el valor es de $\xi = 0.67$ aproximadamente.

Figura 3- 37 Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste



Fuente: Brajas M. Das

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa:

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Donde:

D= ancho o diámetro del pilote

q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p

E_s = módulo de elasticidad del suelo

μ_s = relación de poisson

I_{wp} = factor de influencia = 0.85

El asentamiento de pilote causado por la carga llevada por el fuste se expresa:

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Donde:

P= Perímetro del pilote

L=Longitud empotrada del pilote

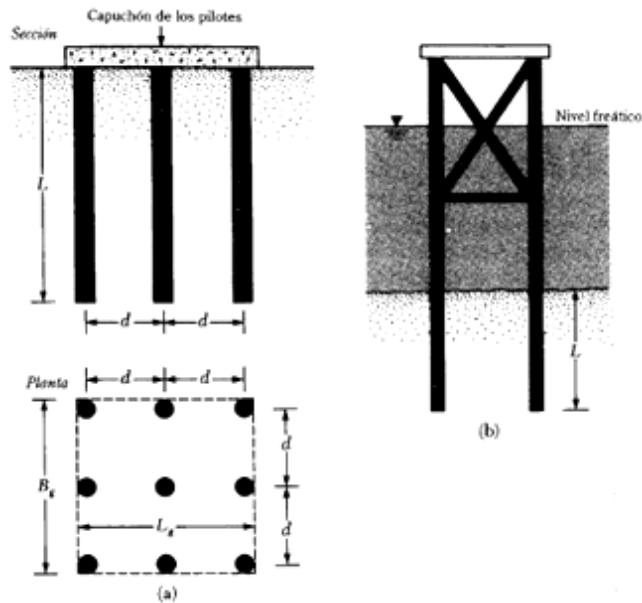
I_{ws} =Factor de influencia

Q_{ws}/pL = es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote

El factor de influencia I_{ws} tiene una relación empírica simple $I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)}$

3.10 GRUPO DE PILOTES

Figura 3- 38 Grupo de pilotes



Fuente: Brajas M. Das

La mayoría de los casos los pilotes se usan en grupos como muestra la figura 3-38.

Para transmitir la carga estructural al suelo. Un capuchón se construye sobre un grupo de pilotes. El capuchón debe estar en contacto con el terreno, como en la mayoría de los casos (figura 3-38a), o bien arriba del mismo, como el caso de las plataformas fuera de la costa (figura 3-38 b).

3.10.1 Eficiencia grupo de pilotes

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u}$$

Donde:

η =Eficiencia

$Q_{g(u)}$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes

ΣQ_u =Suma de las cargas últimas de los pilote

a) Método de Converse y Labarre:

$$\eta = 1 - \xi \left[\frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 mn} \right]$$

Donde:

η = Eficiencia

m = número de filas de pilotes

n = número de columnas de pilotes

$\xi = \text{Tan}^{-1}(d/s)$ en grados

d = diámetro del pilote

s = separación entre pilotes, centro a centro

b) Método Los Ángeles:

$$\eta = 1 - \frac{d}{\pi s n m} [n(m - 1)] + m(n - 1) + \sqrt{2}(n - 1)(m - 1)$$

Donde:

η = Eficiencia

m = número de filas de pilotes

n = número de columnas de pilotes

d = diámetro del pilote

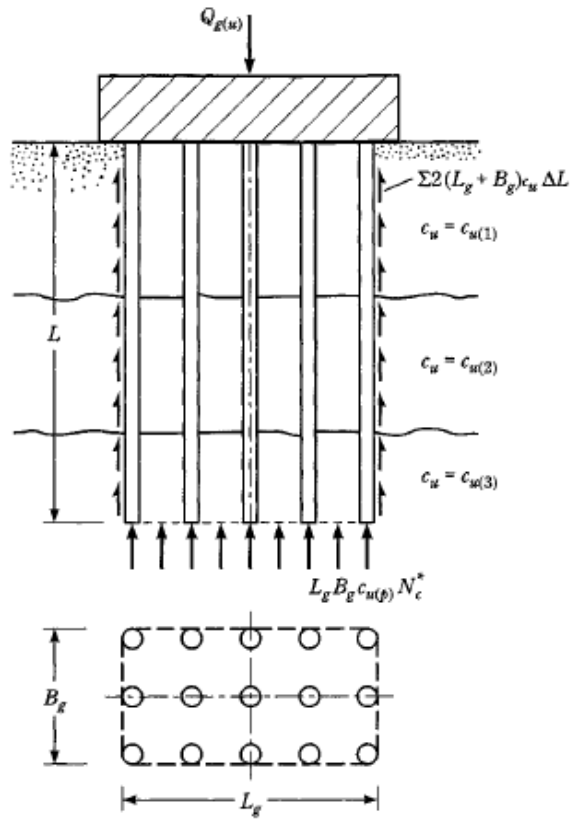
s = separación entre pilotes, centro a centro

3.10.2 Capacidad de carga de grupo de pilotes

a) En arcillas saturadas

La figura 3-39 muestra un grupo de pilotes en arcilla saturada.

Figura 3- 39 Capacidad última de grupos de pilotes



Fuente: Brajas M. Das

Con referencia a esto, la capacidad última de carga de un grupo de pilotes se estima de la siguiente manera:

- Determine $\Sigma Q_u = mn(Q_p + Q_s)$

Donde:

m = número de filas de pilotes

n = número de columnas de pilotes

$$Q_p = A_p [9C_{u(p)}]$$

$C_u(p)$ = Cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote

A_p = Área del pilote

$$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L$$

P = perímetro del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote

α = factor empírico de adhesión

C_u = Cohesión no drenada de la arcilla

Por lo tanto:

$$\sum Q_u = mn \left(A_p [9C_{u(p)}] + \sum \alpha C_u p \Delta L \right)$$

- Determine la capacidad última suponiendo que los pilotes del grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$ (figura 3-39). La resistencia superficial del bloque es:

$$\sum p_g c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Donde:

ΔL = longitud incremental del pilote

C_u = Cohesión no drenada de la arcilla

Calcule la capacidad de carga de punta

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) C_{u(p)} N_c^*$$

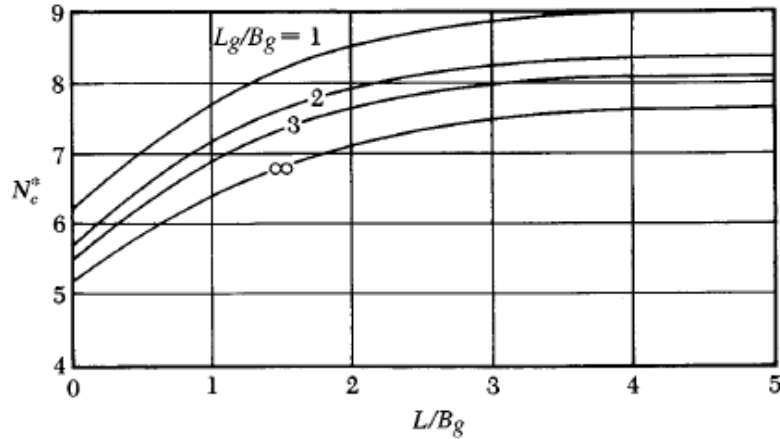
Donde:

$C_u(p)$ = Cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote

$L_g \times B_g$ = figura 3-39

N_c^* = factor de capacidad de carga de la figura 3-40

Figura 3- 40 Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g



Fuente: Brajas M. Das

La carga última es entonces:

$$\sum Q_u = (L_g B_g) C_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

- Compare los valores obtenidos de las ecuaciones:

$$\sum Q_u = mn (A_p [9C_{u(p)}] + \sum \alpha C_u p \Delta L)$$

Y

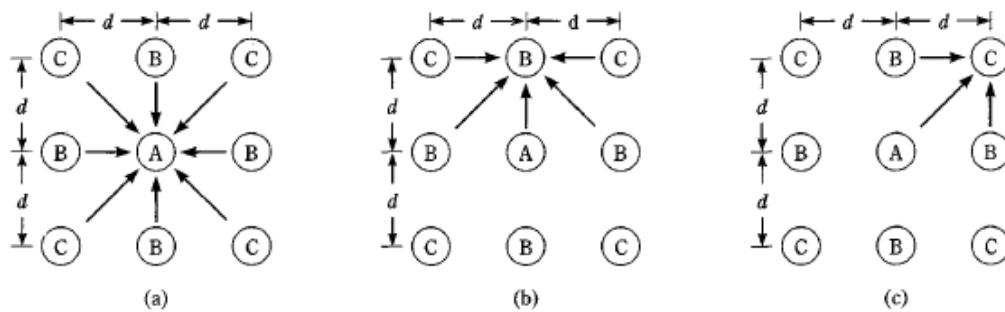
$$\sum Q_u = (L_g B_g) C_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

EL menor de los dos valores es la capacidad última de carga del grupo de pilotes $Q_{g(u)}$

b) En arena

Feld (1943) sugirió un método para determinar la capacidad de carga de pilotes individuales (de fricción) en un grupo hincado en arenas. De acuerdo con esto, la capacidad última de un pilote se reduce en un 1/16 por cada diagonal adyacente o fila de pilotes. El procedimiento se ve en la figura 3-41 que muestra la planta de un grupo de pilotes. Para el pilote A, hay 8 pilotes adyacentes, para el tipo de pilotes B, hay cinco adyacentes y para el tipo C hay 3 adyacentes

Figura 3- 41 Método de feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes



Fuente: Brajas M. Das

Tabla 3- 14 Tabla método de feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes

Tipo de Pilote	Nº de pilote	Nº de Pilotes	Factor de reducción para cada pilote	Capacidad Última
A	1	8	$1-(8/16)$	$0.5Q_u$
B	4	5	$1-(5/16)$	$2.75Q_u$
C	4	3	$1-(3/16)$	$3.25Q_u$
				$6.5Q_u=Q_g (u)$

Fuente: Brajas M. Das

Por consiguiente

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{6.5Q_u}{9Q_u}$$

Donde:

Q_u = capacidad última de un pilote aislado

c) En roca

Para pilotes de carga de punta apoyados sobre rocas, la mayoría de los reglamentos especifican que la carga última del grupo de pilotes es:

$$Qg(u) = \Sigma Q_u,$$

Donde:

Q_u = capacidad última de un pilote aislado

Esto se cumple siempre que el espaciamiento mínimo centro a centro de pilotes sea $D + 300$ mm. Para pilotes H o con sección transversal cuadrada, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

3.10.3 Asentamiento en grupo de pilotes

a) Asentamiento elástico en grupo de pilotes

- Vesic (1969)

$$\rho_g = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \rho$$

Donde:

B_g= ancho de la sección del grupo de pilotes.

D= ancho o diámetro de los pilotes del grupo.

ρ= asentamiento elástico de cada pilote.

- **Meyerhoff (1976)**

Para pilotes en arenas y gravas.

$$\rho_g = \frac{2q\sqrt{B_g} * I}{N_{cor}}$$

Donde:

$$q = \frac{Q_g}{(B_g L_g)}$$

$$I = 1 - \frac{L}{8B_g} \geq 0.5$$

L_g y B_g = longitud y ancho de grupo de pilotes

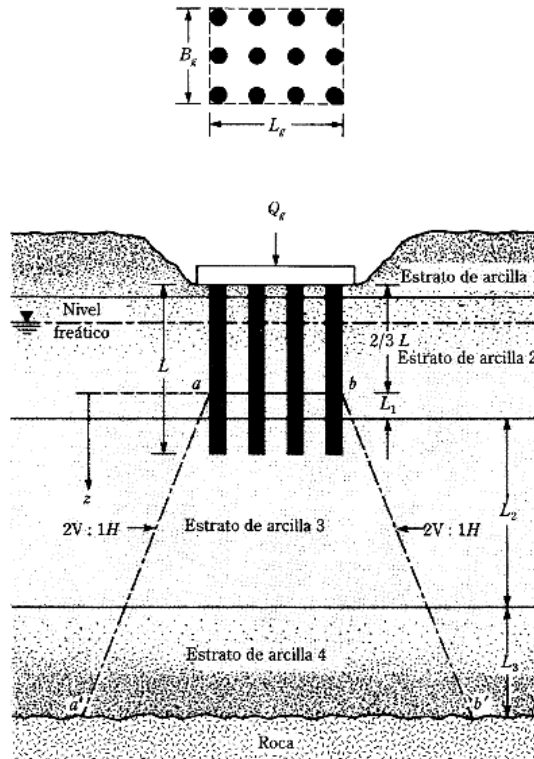
N_{cor}= Número de penetración estándar corregido

I= factor de influencia

L= longitud empotramiento de los pilotes

b) **Asentamiento de grupo de pilotes por consolidación**

Figura 3- 42 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes



Fuente: Brajas M. Das

- Sea L la profundidad de empotramiento de un grupo de pilotes y Q_g la carga que debe soportar.
- Supóngase que la carga Q_g es transmitida al suelo desde una profundidad igual a $2/3L$, medida desde la parte superior del pilote.
- Calcule el incremento de carga causado a la mitad de cada estrato de suelo por la carga Q_g .

$$\Delta\sigma = \frac{Q_g}{(B_g + Z_t)(L_g + Z_t)}$$

- Calcule el asentamiento de cada estrato causado por el incremento de esfuerzo:

$$\rho_t = \sum \rho_t$$

$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

3.11 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIONES [H.4.6]

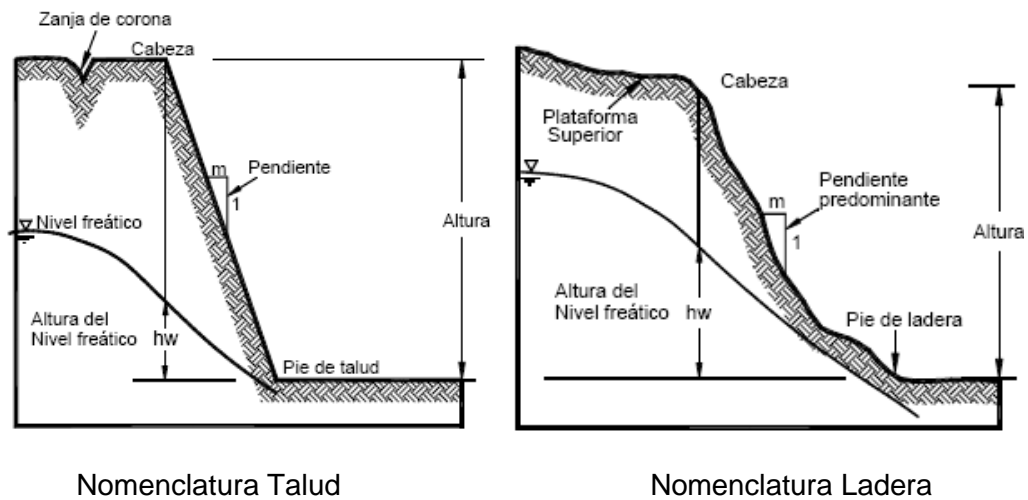
La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos:

- (a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.
- (b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos
- (c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización

4 EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES [H.5]

Un “talud” o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como “ladera” cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y “talud” cuando se conformó artificialmente (Figura 4-1).

Figura 4- 1 Nomenclatura talud y ladera



Fuente: Jaime Suarez D

Las laderas o taludes que han permanecido estables, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o a factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Un talud estable puede convertirse en un “deslizamiento”¹⁴

(Nota: del material teórico del capítulo de Excavaciones y Estabilidad de taludes se expone un ejemplo ubicado en el anexo B)

¹⁴ DIAZ, Suarez Jaime. Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas tropicales. Publicaciones UIS Pag 3-4

4.1 EXCAVACIONES [H.5.1]

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

4.1.1 Estado límite de falla [H.5.1.2]:

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado y del fondo de la misma. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²).

a) Estabilidad de taludes de excavación para edificaciones [H.1.2.1]

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

b) Falla de fondo [H.1.2.2]

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación. El espesor mínimo *hi* del

estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

Donde:

h_w = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w = peso unitario del agua

γ_m = peso unitario total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los elementos que éstos soportan.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \sum q < S_u N_c / F_{SBM}$$

Donde:

S_u = resistencia no drenada (cohesión aparente) del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU)

N_c = coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

V_p = presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación

Σq = sobrecargas superficiales

F_{SBM} = factores de seguridad mínimos de la tabla 1-1

c) Estabilidad de estructuras vecinas [H.5.1.2.3]

Las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclajes temporales para el soporte de entibados deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos.

4.1.2 Estado límite de servicio [H.5.1.3]:

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga [H.5.1.3.1]

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones [H.5.1.3.2]

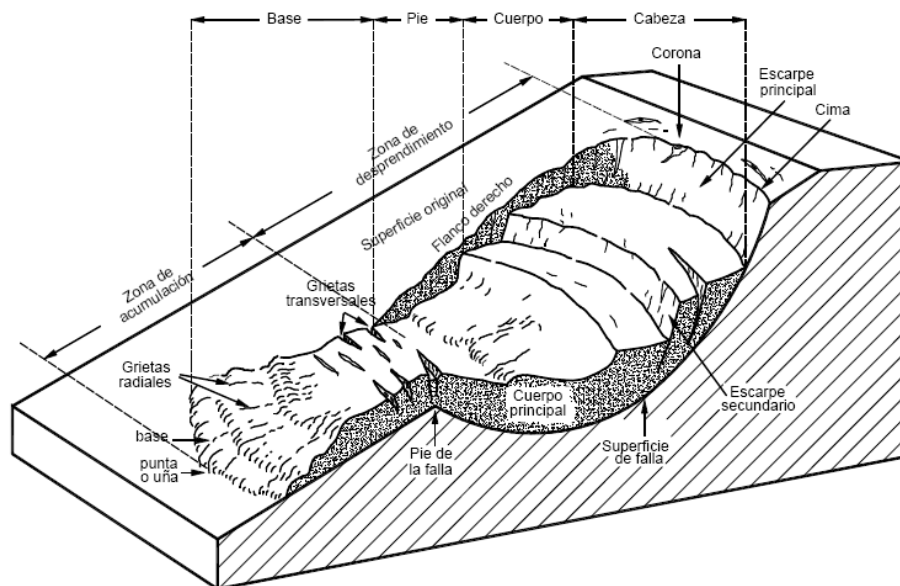
En el caso de arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte.

Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones entibadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

4.2 ESTABILIDAD DE TALUDES EN LADERAS NATURALES Ó INTERVENIDAS [H.5.2]

4.2.1 Reconocimiento:

Figura 4- 2 Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un talud



Fuente: Jaime Suarez D

La investigación de una ladera, talud o deslizamiento consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible y un diseño efectivo de su solución o remediación. Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad del talud o ladera y caracterizarlos plenamente

Se requiere examinar en particular tres aspectos para evaluar la estabilidad de los taludes en términos de ingeniería:

El primer elemento consiste en definir en tres dimensiones las características de la masa inestable con referencia particular a las superficies de cortante y los planos falla.

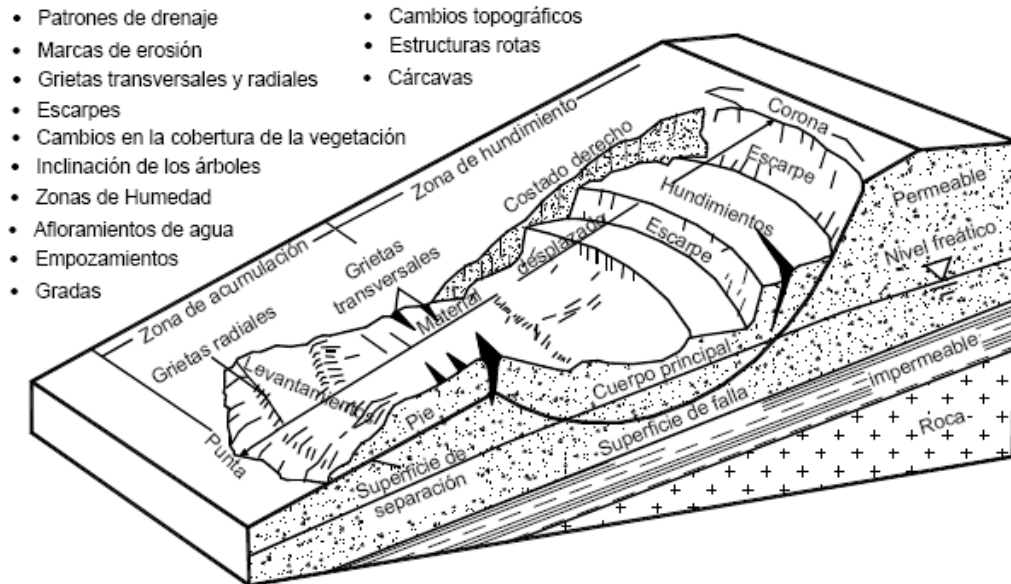
Como segundo elemento deben analizarse las propiedades y características de los materiales y de los elementos activadores tales como el régimen hidrogeológico y los eventos sísmicos.

Finalmente, es de gran importancia detectar los movimientos de, o dentro de la masa inestable y monitorearlos (Figura 4-3). La magnitud y profundidad de las investigaciones depende del tamaño y complejidad del talud o del deslizamiento a estudiar. Para un deslizamiento pequeño donde las causas del movimiento son muy evidentes o para un talud sencillo de poca altura sin problemas importantes, se puede realizar una inspección de campo con un informe relativamente corto.

De otro modo, para los deslizamientos de gran magnitud o geológicamente muy complejos, la investigación puede incluir gran cantidad de perforaciones, instrumentación y análisis por un grupo interdisciplinario de profesionales¹⁵.

¹⁵ DIAZ, Suarez Jaime. Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas tropicales. Publicaciones UIS Pag 439

Figura 4- 3 Detalles a analizar en un deslizamiento



- Patrones de drenaje
- Marcas de erosión
- Grietas transversales y radiales
- Escarpes
- Cambios en la cobertura de la vegetación
- Inclinción de los árboles
- Zonas de Humedad
- Afloramientos de agua
- Empozamientos
- Gradadas
- Cambios topográficos
- Estructuras rotas
- Cárcavas

Fuente: Jaime Suarez D

4.2.2 Consideraciones generales:

Para determinar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que afectan la estabilidad de un talud, diagnosticar y diseñar las obras de estabilización, se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas:

- Reconocimiento e identificación del sitio
- Análisis de la información existente.
- Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
- Investigación de campo que incluya sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ” para cuantificar los parámetros del suelo.
- Investigación de laboratorio.

- Elaboración del modelo conceptual de los mecanismos de las fallas actuales o potenciales.
- Modelación matemática utilizando software.
- Instrumentación y monitoreo.
- Elaboración del plan de manejo y diseño de obras de remediación

Para realizar eficientemente el trabajo de investigación, se requiere el concurso de un grupo interdisciplinario integrado por Ingenieros Geotecnistas, Geólogos, Hidrólogos, Forestales, Topógrafos, Laboratoristas o Geotecnólogos y otros especialistas, quienes deben conformar un equipo de trabajo, en el cual es muy importante efectuar los análisis con una mente muy amplia, sin caer en dogmatismos o en conclusiones simplistas.

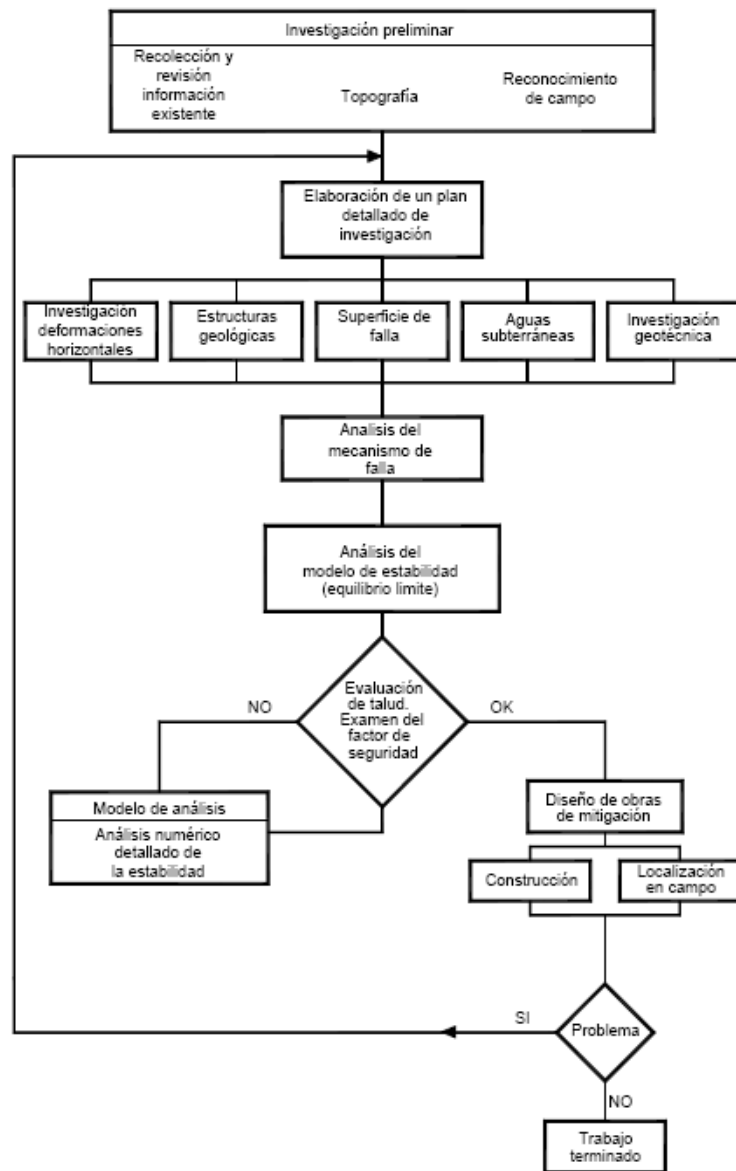
El análisis y la evaluación de un deslizamiento, generalmente requiere de la experiencia del profesional encargado; sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera, porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en otro sitio, así los factores exteriores lo sugieran.

El trabajo de campo es el más costoso y el que mejor información puede proveer para un análisis detallado, conjuntamente con el del laboratorio. En contraste, el análisis de la información y modelación matemática o numérica es más económico.

En el caso del manejo de taludes, el planteamiento de una teoría sin comprobación puede conducir a errores de análisis que conducen a la escogencia de soluciones equivocadas y en ocasiones, a provocar mayores problemas al que se pretende remediar.

La Sociedad de deslizamientos del Japón (1996), propuso un diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamiento el cual se presenta en la Figura 4-4¹⁶.

Figura 4-4 Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos



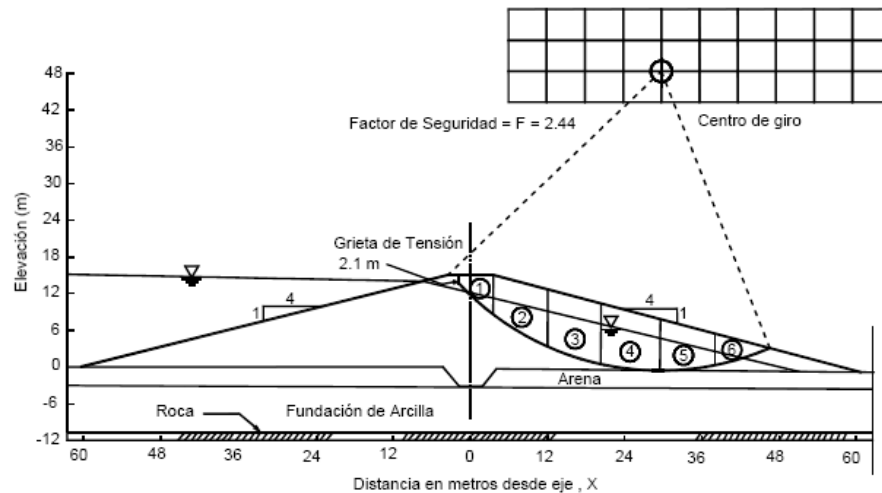
Fuente: Japan Landslide Society, 1996

¹⁶ DIAZ, Suarez Jaime. Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en Zonas tropicales. Publicaciones UIS Pag 440-441

4.2.3 Secciones de análisis [H.5.2.3]:

Para los análisis de estabilidad se requiere contar con un modelo geológico-geotécnico que contenga al menos una sección transversal del terreno que incluya la localización y características de las edificaciones, represente razonablemente la topografía de la superficie del talud, en donde éste sea más alto o más empinado, la distribución de los materiales en profundidad, las condiciones del agua subterránea y la localización de sobrecargas, que definan el o los mecanismos de falla que se deban considerar para los análisis de estabilidad.

Figura 4- 5 Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes



Fuente: Jaime Suarez D

4.2.4 Presiones de poros [H.5.2.4]:

Para el análisis y diseño de taludes, se debe evaluar el efecto del agua en la disminución del esfuerzo efectivo del suelo y de la resistencia al corte. Para tal efecto, el Ingeniero Geotecnista debe aplicar una o varias de las siguientes metodologías:

- (a) Red de flujo: necesaria en el caso en que la cabeza piezométrica no corresponde con la superficie del nivel freático.
- (b) Nivel freático: en el caso en que la cabeza piezométrica corresponde con la superficie de la tabla de agua, por encontrarse esta última a presión atmosférica
- (c) R_U Cociente entre presión de poros y el esfuerzo vertical total. valor puede variar para el mismo material, dependiendo de su posición relativa respecto a la superficie de agua y a la superficie del terreno. Por tal motivo, se recomienda calcular tantos valores como sean necesarios de acuerdo con la complejidad del problema.

4.2.5 Sismo de diseño [H.5.2.5]:

Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno, a_{max} obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensional o bidimensional, correspondiente a los movimientos sísmicos. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo. El coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático de taludes K_{ST} tiene valor inferior o igual al de a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{max} , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 4- 1 -Valores de KST/amax Mínicos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST} a_{max}	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

4.2.6 Metodología [H.5.2.6]:

Debe utilizarse un método de cálculo y análisis de reconocida validez y aplicación, proporcionado a la magnitud del problema potencial y a las consecuencias en pérdidas de vidas y económicas en caso de falla del talud

4.2.7 Factores de seguridad [H.5.2.7]:

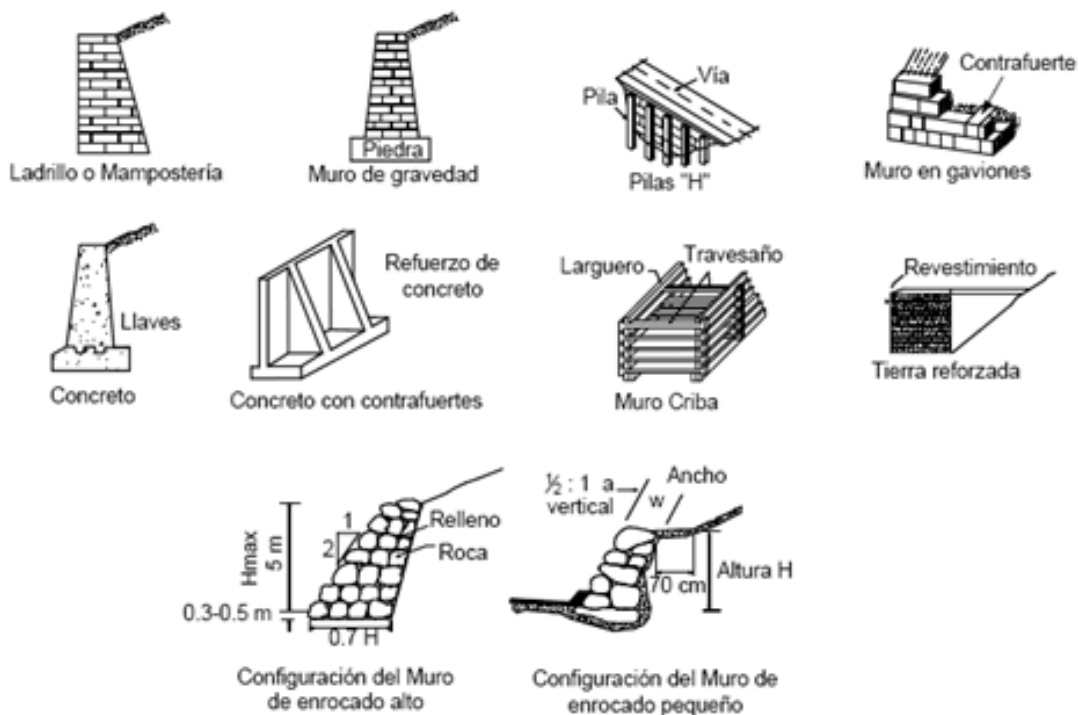
Se usarán los de la tabla 1-1

5 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN [H.6]

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables.

Las estructuras de contención pueden ser muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas. *(Nota: del material teórico del capítulo de Estructuras de contención se expone dos ejemplos ubicados en el anexo C)*

Figura 5- 1 Estructuras de contención

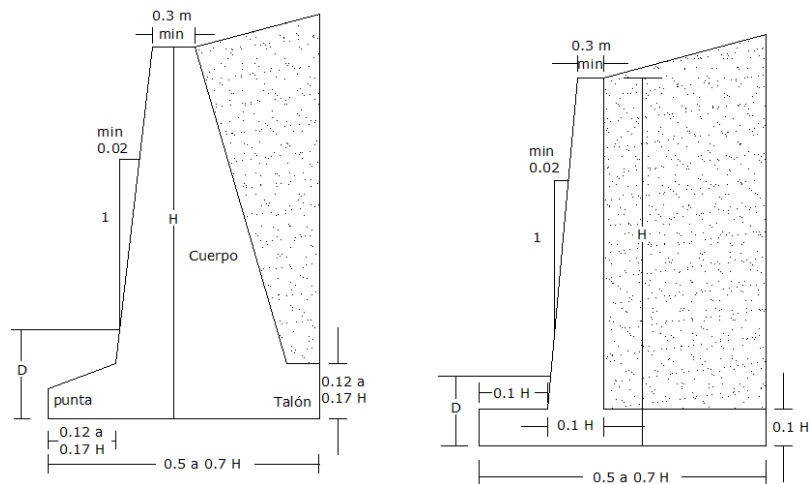


Fuente: Jaime Suarez D

5.1 DIMENSIONAMIENTO

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se llama proporcionalamiento, que permita al ingeniero revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. (Figura 5-2) muestra las proporciones generales de varias componentes de muros de retención¹⁷.

Figura 5-2 Dimensionamiento



Fuente: Brajas M. Das

5.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO [H.6.3]

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas a que puede estar sometida, tales como las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de anclaje, las cargas de tráfico, las características del relleno, el sistema de drenaje, procesos de socavación o de oleaje (en vecindad de cuerpos de agua), efectos sísmicos y efectos de temperatura. También debe tenerse en

¹⁷ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 389

cuenta el tiempo de servicio esperado de la estructura.

Estas estructuras deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro.

5.3 EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS [H.6.6]

Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas de compactación, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

a) Presión lateral de tierra por sobrecarga¹⁸

En varios casos, la teoría de la elasticidad se usa para determinar la presión lateral de la tierra sobre las estructuras de retención causada por varios tipos de sobrecargas, tales como una carga en lineal (figura 5-3) y una carga de franja (figura 5-4).

De acuerdo con la teoría de elasticidad, el esfuerzo a cualquier profundidad, z , sobre una estructura de retención causada por una carga en línea de intensidad q /longitud unitaria (figura 5-3) se expresa por:

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} * \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \text{ Para } a > 0.4$$

¹⁸ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 363

$$\sigma = \frac{q}{\pi H} * \frac{0.203b}{(0.16+b^2)^2} \text{ Para } b \leq 0.4$$

Donde:

σ = esfuerzo horizontal a la profundidad $z = bH$

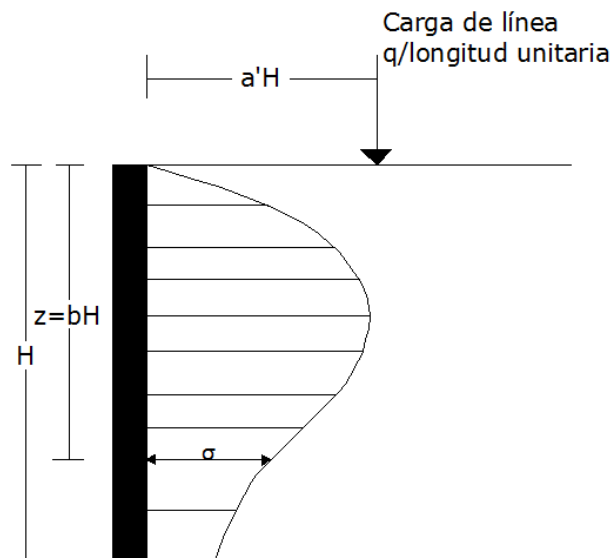
(Significado de los términos a y b en la figura 5-3)

La figura 5-4 muestra una carga de franja con una intensidad de $q/\text{área unitaria}$ localizada a una distancia b' desde un muro de altura H . con base a la teoría de elasticidad, el esfuerzo horizontal, σ , a cualquier profundidad z sobre una estructura de retención es:

Los ángulos α y β se definen en la figura 5-4

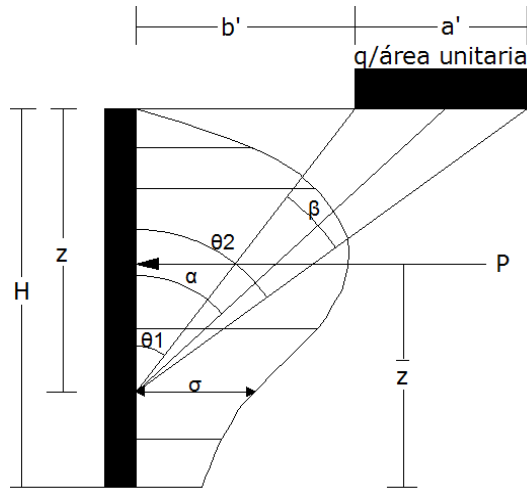
$$\Delta\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

Figura 5- 3 Presión lateral de tierra por carga puntual



Fuente: Brajas M. Das

Figura 5- 4 Presión lateral de tierra por carga distribuida



Fuente: Brajas M. Das

La fuerza total por unidad de longitud (P) debida únicamente a la carga de franja (Jarquio, 1981) se expresa como:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

Donde:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right)$$

5.4 EMPUJES DEBIDOS AL AGUA [H.6.5]

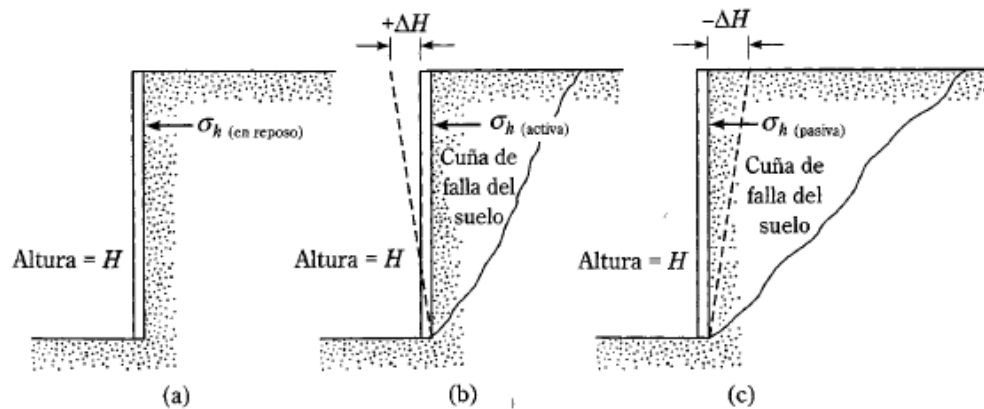
Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras. Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes

colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas.

5.5 PRESIÓN DE TIERRAS [H.6.4]

La presión que las tierras ejercen sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así:

Figura 5- 5 Presión lateral de tierra sobre un muro de retención



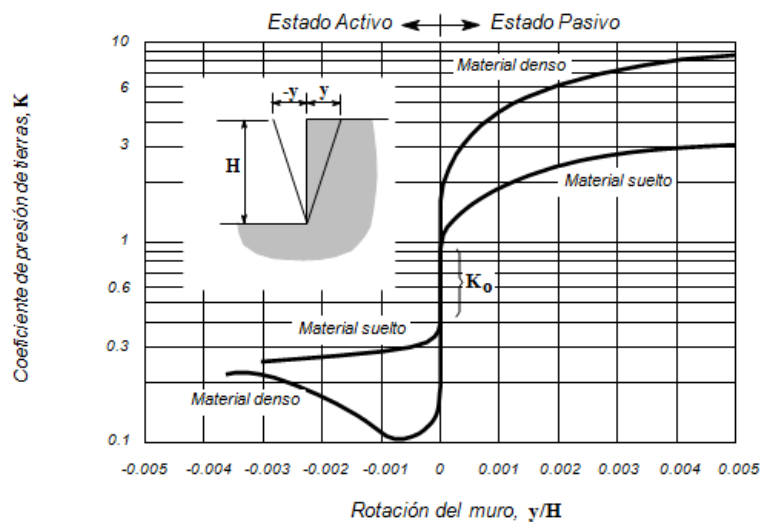
Fuente: Brajas M. Das

- a) Si el muro está restringido contra el movimiento (figura 5-5 a), la presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión en la tierra de reposo
- b) Si el muro se inclina con respecto al suelo retenido (figura 5-5 b) con suficiente inclinación del muro, falla una cuña triangular del suelo detrás del muro. La presión disminuye hasta un mínimo que se denomina como el estado activo
- c) Si el muro empujado hacia el suelo retenido (figura 5-5 c) la presión sube

hasta un máximo que se denomina como el estado pasivo¹⁹.

Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura 5-6 y se cuantifican en la tabla 5-1.

Figura 5- 6 Variación del coeficiente de presión de tierras, k, con el desplazamiento



Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

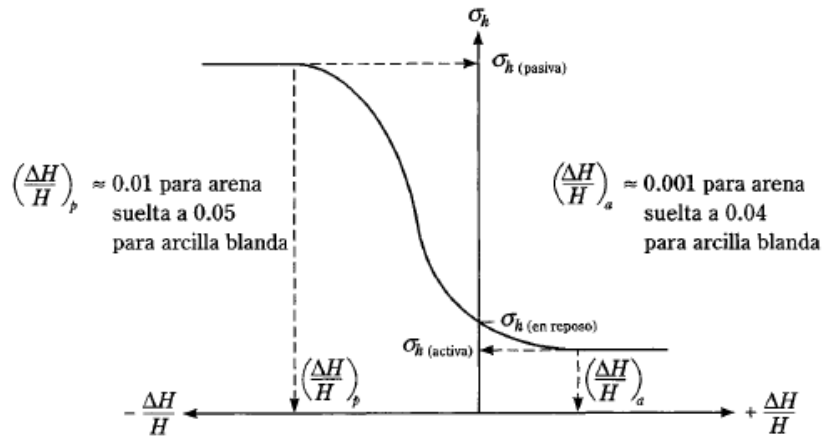
Tabla 5- 1 Movimiento horizontal en el muro de contención conducente a los estados activos y pasivos

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo blando	0.020 H	0.040 H

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

¹⁹ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 334

Figura 5- 7 Naturaleza de la variación de la presión lateral a una cierta profundidad



Fuente: Brajas M. Das

5.5.1 Coeficiente de presión lateral de tierras [H.6.4.1]:

Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa del suelo así que:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

5.5.2 Empuje lateral de tierras [H.6.4.2]:

Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

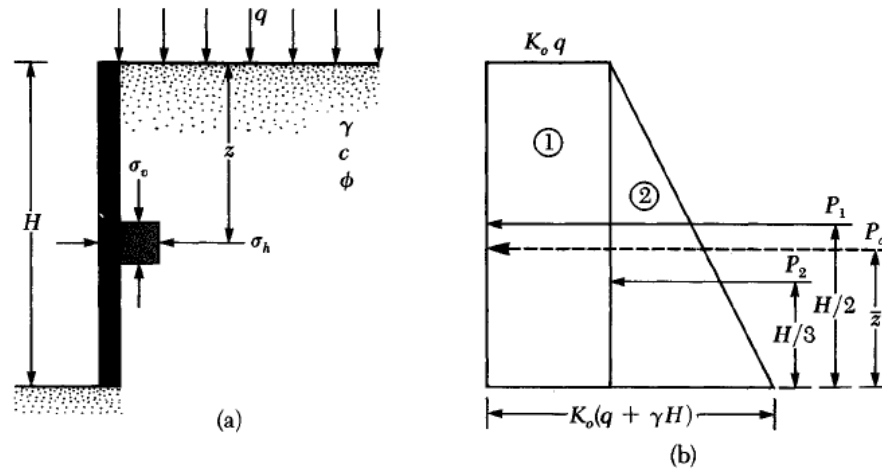
$$p'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h$$

5.5.3 Estado en reposo²⁰ [H.6.4.3]:

En la figura 5-8 es un muro vertical de altura H , que retiene un suelo de peso específico γ .

²⁰ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 335

Figura 5- 8 Presión de la tierra en reposo



Fuente: Brajas M. Das

Una carga uniformemente distribuida de q / *área unitaria*, es también aplicada a la superficie de terreno. La resistencia cortante, s , del suelo es:

$$S = c + \sigma' \tan \phi$$

Donde:

σ' =esfuerzo normal efectivo

c = cohesión

ϕ =ángulo de fricción

Cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo vertical es:

$$\sigma_v = q + \gamma Z$$

Si el muro está en reposo y no se permite que se mueva respecto a la masa del suelo (es decir, la deformación es nula), la presión lateral a una profundidad z es:

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u$$

Donde:

U= presión de poro, K_0 = coeficiente de presión de la tierra en reposo

a) Suelo normalmente consolidado [H.6.4.3.1]

Es este caso $K_{oh}=K_0$ lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

Donde:

σ'_3 = esfuerzo efectivo secundario o menor

σ'_1 = esfuerzo efectivo principal

Para arcilla normalmente consolidadas, el coeficiente de presión de tierras en reposo se aproxima (Brooker y Ireland, 1965) por

$$K_0 = 0.95 - \text{sen}\varphi'$$

Donde:

φ' = ángulo de fricción drenado

Con base en los resultados experimentales de Brooker y Ireland, el valor de K_0 para arcillas normalmente consolidadas es aproximado en relación con el índice de plasticidad (PI)

$$K_0=0.4+0.007(PI) \quad (\text{para PI entre 0 y 40})$$

$$K_0=0.64+0.001(PI) \quad (\text{para PI entre 40 y 80})$$

b) Suelo pre consolidado [H.6.4.3.2]

Cuando el suelo está pre consolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin \varphi) RSC^{\sin \varphi'}$$

Donde:

RSC: relación de sobre consolidación

Mayne y Kulhawy (1982) analizaron los resultados de 171 suelos diferentes probados en el laboratorio. Con base en este estudio, ellos propusieron una relación empírica general para estimar la magnitud de K_0 para arenas y arcillas:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \left[\frac{OCR}{OCR_{m\acute{a}x}^{(1 - \sin \varphi)}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{m\acute{a}x}} \right) \right]$$

Donde:

OCR: Tasa de pre consolidación presente

OCR_{máx}: Tasa de pre consolidación máxima

c) Terreno inclinado [H.6.4.3.3]

Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación β , este valor se convierte en:

$$K_h = (1 - \sin \varphi') RSC^{(\sin \varphi')} (1 - \sin \beta)$$

Donde:

RSC: relación de sobre consolidación

B: debe tomarse con su signo (+ hacia arriba y – hacia abajo) y válida para $|\beta| \leq \phi'$

5.5.4 Estado activo²¹ [H.6.4.4]:

El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces, K_A .

a) Presión activa de Rankine:

• Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($c=0$) y se eleva con ángulo α con respecto a la horizontal (figura 5-9), el coeficiente presión activa de la tierra, K_a , se expresa en la forma

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción del suelo

α = ángulo de elevación del terreno

A cualquier profundidad z , la presión activa de Rankine se expresa como:

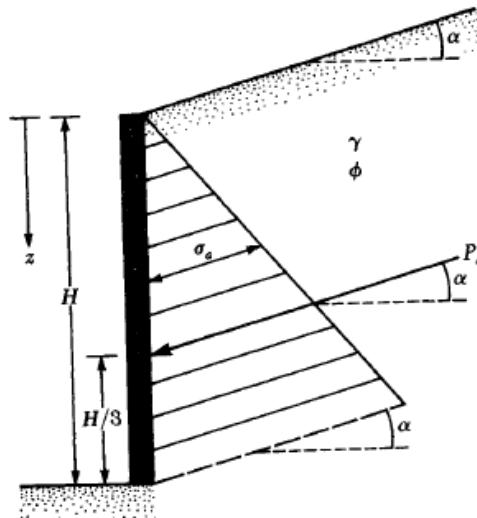
$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

La fuerza total por unidad de de longitud del muro es

²¹ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 340-352

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Figura 5- 9 Presión activa de tierra (Rankine)



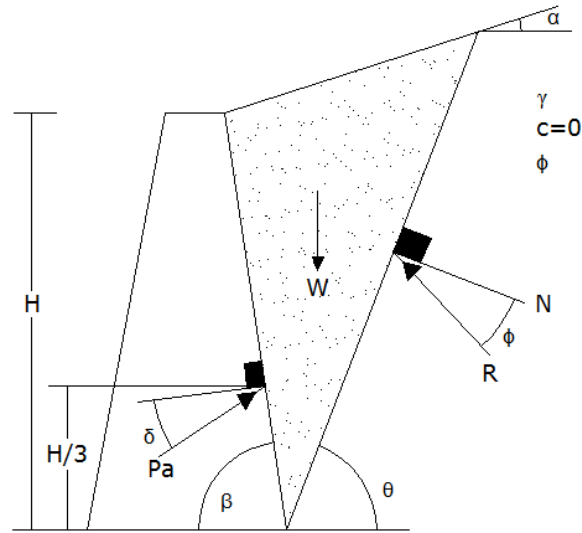
Fuente: Brajas M. Das

La dirección de la fuerza resultante, P_a está inclinada un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro

b) Presión activa de Coulomb:

Coulomb propuso una teoría para calcular la presión de tierra sobre un muro de retención con relleno granular, teniendo en cuenta la fricción del muro.

Figura 5- 10 Presión activa de coulomb



Fuente: Brajas M. Das

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

K_a =coeficiente de presión activa de coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2\beta \text{ sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción del suelo

α = ángulo de elevación del terreno

δ =ángulo de fricción entre el suelo de relleno y la pantalla del muro

β = ángulo de inclinación de la cara interna de la pantalla con la horizontal

5.5.5 Estado pasivo [H.6.4.5]:

El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_p .

a) Presión pasiva de Rankine²²

• Para un muro de retención vertical sin fricción con un relleno granular ($c=0$) (figura 5-9), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se determina de manera similar a como se hizo en el caso de presión activa

$$\sigma_p = \gamma H K_p$$

Y la fuerza pasiva

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Donde:

α : ángulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal

ϕ : ángulo de fricción del suelo

²² DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 372

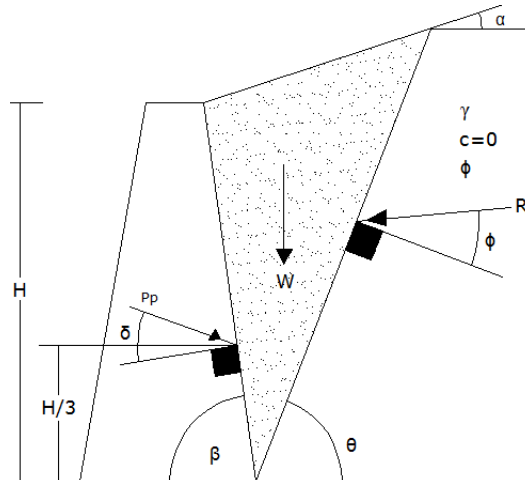
b) Presión pasiva de Coulomb

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

K_p=coeficiente de presión pasiva de coulomb

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{ sen}(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Figura 5- 11 Presión pasiva de coulomb



Fuente: Brajas M. Das

Donde:

φ= ángulo de fricción interna del suelo de relleno

β= ángulo de inclinación de la cara interna de la pantalla con la horizontal

δ= ángulo de fricción entre el suelo de relleno y la pantalla del muro

α= ángulo de inclinación del relleno superior

5.6 EMPUJES SÍSMICOS [H.6.8]

Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del numeral A.2.3 de la NSR 10.

a) Presión activa de tierra para condiciones sísmicas²³

La presión activa de coulomb se extiende para tomar en cuenta la fuerza generada por un sismo. La figura 5-12 muestra una condición de presión activa con un relleno granular ($c=0$)

$$K_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, g}}$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, g}}$$

La relación para la fuerza activa por unidad de longitud del muro (P_{ae}) se determina como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Donde:

K_{ae} = coeficiente de la presión activa de la tierra

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo de relleno

β = ángulo de inclinación de la cara interna de la pantalla con la horizontal

δ = ángulo de fricción entre el suelo de relleno y la pantalla del muro

²³ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 358

α = ángulo de inclinación del relleno superior

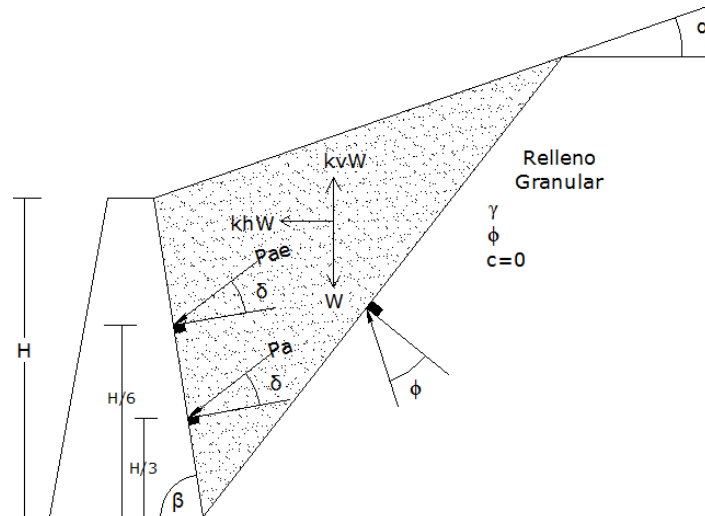
K_h : aceleración horizontal del terreno debido al sismo

K_v : aceleración vertical del terreno debido al sismo

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$$

Figura 5- 12 Presión activa condiciones sísmicas



Fuente: Brajas M. Das

A la ecuación

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Se le conoce como la solución Mononobe Okabe el procedimiento siguiente se

usa para obtener la localización de la fuerza resultante P_{ae} :

- Calcular P_{ae}
- Calcular P_a
- Calcular $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$
- Suponer que P_a actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro
- Suponer que ΔP_{ae} actúa a una distancia $0.6H$ desde el fondo del muro
- Calcular la localización de la resultante con la expresión

$$Z = \frac{0.6H * \Delta P_{ae} + \frac{H}{3} P_a}{P_{ae}}$$

5.7 ESTADOS LÍMITES [H.6.2]

5.7.1 Estado límite de falla [H.6.2.1]:

Los estados límite de falla que se deben considerar para un muro serán la rotura estructural, las deformaciones de la estructura, el volteo, la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

5.7.2 Estado límite de Servicio [H.6.2.2]:

Cuando las deformaciones del sistema de contención afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras, se denomina estado límite de servicio

5.8 CAPACIDAD ANTE FALLA [H.6.7]

Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención

En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

- (a)** La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos.
- (b)** La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos: (1) cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro, (2) aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo, (3) colocar dentellones reforzados, (4) anclar o pilotear el muro, (5) profundizar la base del muro o (6) ampliar la base del mismo.
- (c)** La capacidad de carga en la base del muro se deberá revisar por los métodos indicados en las presentes manual para cimentaciones superficiales

5.6.1 Revisiones por estabilidad:

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos

- Revisión por volteo respecto a la punta
- Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base

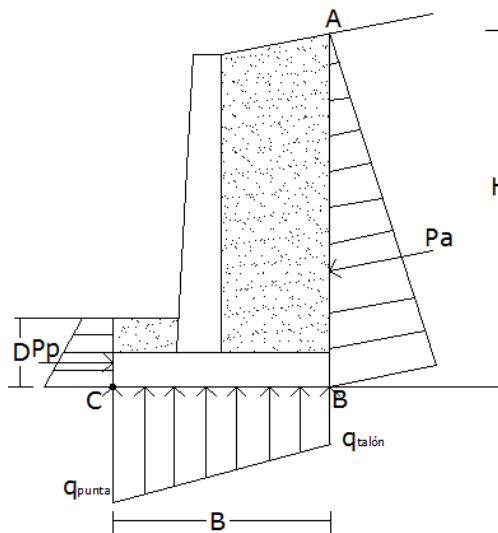
- Revisión por falla de capacidad de carga de la base

Se describe el procedimiento para revisar el volteo y deslizamiento así como la falla por capacidad de carga

a) Revisión por volteo²⁴

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir con respecto al punto C en la figura 5-13 se expresa como:

Figura 5- 13 Revisión por volteo



Fuente: Brajas M. Das

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

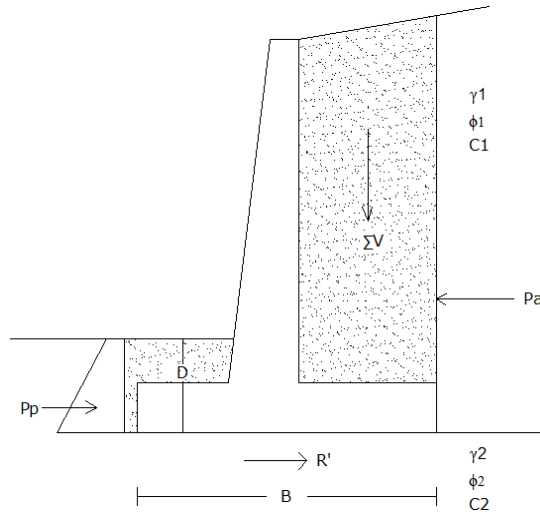
$\sum M_O$ =suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C

$\sum M_R$ =suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

²⁴ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 392

b) Revisión por deslizamiento a lo largo de la base ²⁵

Figura 5- 14 Revisión por Deslizamiento



Fuente: Brajas M. Das

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_{R'}$ = suma de fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = suma de fuerzas las fuerzas horizontales de empuje

$\sum F_{R'} = \sum F_v \cdot \tan\phi + B \cdot C_2 + P_p$

$\sum F_v$ = Suma de las fuerzas verticales

B= Base de el muro

C= Cohesión

²⁵ DAS, Brajas M. Principios de Ingeniería de Cimentación. Cuarta Edición. México D.F.: International Thomson Editores S.A Pag 398

P_p = Presión pasiva

ϕ = ángulo de fricción entre el suelo y la base

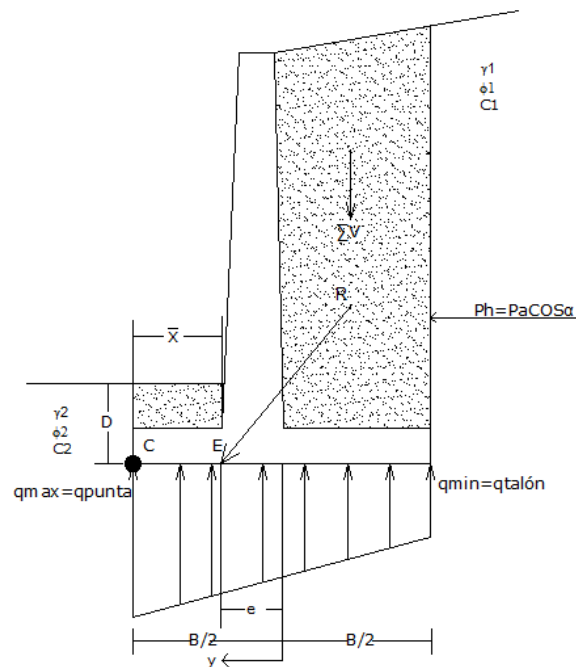
$$\sum F_d = P_a \cdot \text{Coseno}(\alpha)$$

P_a = Presión activa

α = ángulo de inclinación del relleno

c) Revisión de la falla por capacidad de apoyo

Figura 5- 15 Revisión por capacidad de apoyo



Fuente: Brajas M. Das

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 5-15. Note que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y el

talón, respectivamente

Note que los valores $\sum M_R$ y $\sum M_O$ fueron previamente determinados. Considere que la línea de acción de la resultante, R , cruza la losa de la base en E ; como muestra la figura 5-15 la distancia CE es entonces

$$CE = X = \frac{M_V}{\Sigma V}$$

Por consiguiente la excentricidad de la resultante, R , se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - CE$$

Las presiones bajo la losa de base se determinan usando

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad q_{min} = q_{talon} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Note que ΣV incluye el peso del suelo, cuando el valor de la excentricidad, e , es mayor que $\frac{B}{6}$, q_{min} resulta negativa entonces se tendrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones

5.9 FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS [H.6.9]

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento, como mínimo, los indicados en la tabla 5-2.

Tabla 5- 2 Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.6	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	• 3.00 $\leq 1/6$	• 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	• 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema: Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño 50%	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	de	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.2	1.50	Diseño	1.05

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO

6 LA LICUACIÓN Y LOS FENÓMENOS RELACIONADOS

La licuación se define como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de agua de poros.

La causa más dramática de daños a edificaciones y obras civiles durante un terremoto es el fenómeno licuación, el cual es un proceso en el cual el suelo cambia de un material firme a un material viscoso semi-líquido y bajo condiciones similares a una arena movediza. La licuación ocurre cuando suelos arenosos son sometidos a vibración, por lo tanto, cuando un estrato de suelo se licua y empieza a fluir por la acción del terremoto, éste no es capaz de soportar el peso de cualquier suelo o estructura encima de él, debido a esto, es posible que ocurran una serie de efectos, algunos catastróficos, como: deslizamientos, flujos, hundimiento o inclinación de edificaciones, volcanes de arena, asentamientos diferenciales, etc²⁶. *(Nota: del material teórico del capítulo La licuación y fenómenos relacionados se expone un ejemplo ubicado en el anexo D)*

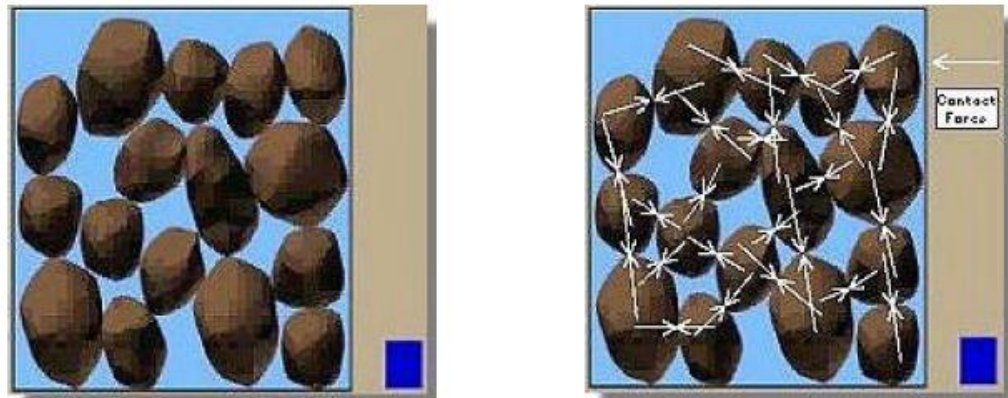
6.1 DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO:

Para comprender el fenómeno de licuación es importante reconocer las condiciones que existen en un suelo antes de un sismo. En las Figuras 6-1 a) y b) se presenta una vista esquemática de un suelo, como se puede observar cada partícula está en contacto con un número de partículas vecinas estas producen fuerzas de contacto entre ellas, estas fuerzas son las que mantienen en su lugar a las partículas y proporcionan al suelo su resistencia.

²⁶ Denys Parra Murrugarra. Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica, Profesor Asociado FIC-UNI, Ingeniero de Proyectos Vector Perú S.A.C.

Figura 6- 1 Representación de partículas en un depósito de suelo.

La altura de la columna en azul a la derecha representa el nivel de la presión de agua de poros en el suelo.



a)

Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA

Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc

b)

La licuación ocurre cuando la estructura de una arena suelta saturada se altera deteriorándose debido a la aplicación de una carga violenta. Al deteriorarse la estructura, las partículas que se encuentran empaquetadas comienzan a moverse libremente con la finalidad de conformar una estructura más densa. En un terremoto, sin embargo, no hay tiempo suficiente para que el agua contenida en los poros del suelo sea expulsada. Esto está acompañado de un incremento en la presión de agua la cual reduce la fuerza de contacto entre las partículas individuales del suelo, tanto que la estructura de suelo comienza a ablandarse y a perder resistencia.

En la Figura 6-2, se observa como las fuerzas de contacto son pequeñas debido a las altas presiones de agua. En un caso extremo, la presión de agua de poros puede llegar a ser tan alta que muchas partículas de suelo pierden contacto una con la otra, en tales casos, el suelo tendrá muy poca resistencia, y se comportará más como un líquido que como un sólido.

Figura 6- 2 Las fuerzas de contacto disminuyen debido a las altas presiones de agua



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc.

La licuación ocurre en suelos saturados, esto es, suelos en los cuales el espacio entre las partículas individuales está completamente lleno de agua. Antes de un terremoto, la presión de agua es relativamente baja. Sin embargo, la sacudida del terremoto puede ocasionar el incremento de la presión de poros hasta el punto donde las partículas del suelo puedan moverse fácilmente una respecto a la otra. El sacudimiento sísmico frecuentemente ocasiona el incremento de la presión de agua, pero actividades relacionadas con la construcción, tales como las voladuras, pueden también ocasionar el incremento de la presión de agua.

Cuando ocurre la licuación, la resistencia del suelo decrece y se reduce la capacidad del depósito para soportar las cimentaciones de edificios y puentes.

Fotografía 6- 1 Terremoto de Niigata

16 de Junio de 1964 tuvo una magnitud de 7.5 en escala de Richter y ocasionó daño severo a muchas estructuras en Niigata. La destrucción se observó en aquellos edificios que fueron cimentados sobre depósitos de suelo sueltos



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc.

Fotografía 6- 2 Desplazamiento lateral

Ocasionó un movimiento lateral en la cimentación del puente Showa, tanto que los tramos entre los apoyos fueron sacados de lugar y por lo tanto trajo consigo el colapso



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc.

6.2 FENÓMENOS RELACIONADO [H.7.4]:

6.2.1 Licuación de flujo [H.7.4.1]:

Se define como un estado de movimiento catastrófico donde el esfuerzo cortante estático es superior a la resistencia correlativa del suelo en su condición licuada. Cuando sobreviene el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos.

Las fallas debido al flujo por licuación se caracterizan comúnmente por grandes y rápidos movimientos los cuales pueden producir efectos desastrosos.

El desprendimiento de tierra en el terremoto de Alaska de 1964, el cual fue provocado por la licuación de lentes de arenas en un área deslizada de 52.6 Ha, es un ejemplo de flujo por licuación, como se ilustra en la Foto 6-3.

Fotografía 6- 3 Terremoto de magnitud Ms=9.2

Golpeó Prince William Sound y causó severos daños en forma de desprendimiento de tierra y licuación



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc

La presa Sheffield sufrió una falla por flujo provocado por el terremoto de Santa Bárbara en 1925 (ver Foto 6-4). Una sección de 90 metros (de los 220 metros de longitud de la presa) se desplazó más de 30 metros. La presa consistía principalmente de arenas limosas y limos arenosos. Como estos casos históricos de falla por flujo, se pueden involucrar el flujo de volúmenes considerables de material que experimentan grandes movimientos

Fotografía 6- 4 Falla de la presa Sheffield durante el terremoto de Santa Bárbara en 1925.



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc.

6.2.2 Volcanes de arena [H.7.4.3]:

Es un fenómeno que frecuentemente acompaña la ocurrencia de la licuación, este flujo puede ocurrir durante la ocurrencia del terremoto como también después de éste. Si el flujo de agua de poros asciende lo suficientemente rápido, puede llevar partículas de arena hasta la superficie donde se depositan formando volcanes de arena o ebulliciones de arena²⁷.

²⁷ Denys Parra Murrugarra. Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica, Profesor Asociado FIC-UNI, Ingeniero de Proyectos Vector Perú S.A.C.

Fotografía 6- 5 volcanes de arena como evidencia de la ocurrencia de licuación



Fuente: LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA
Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc.

6.2.3 Movilidad cíclica [H.7.4.2]:

La Movilidad Cíclica es un fenómeno de licuación provocado por una carga cíclica, ocurre en depósitos de suelo con esfuerzos de corte estáticos menores que la resistencia del suelo. Las deformaciones debido a la movilidad cíclica se incrementan porque los esfuerzos estáticos y dinámicos subsisten durante un terremoto. El desplazamiento lateral, es un resultado común de la movilidad cíclica, puede ocurrir sobre terrenos suavemente inclinados y en terrenos llanos cercados por ríos y lagunas²⁸.

6.3 SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN [H.7.4.4]:

No todos los suelos son licuables se conforma una lista de características del suelo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

- (a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.

²⁸ Denys Parra Murrugarra. Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica, Profesor Asociado FIC-UNI, Ingeniero de Proyectos Vector Perú S.A.C.

- (b)** El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
- (c)** Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, saturados son susceptibles de licuación.
- (d)** Los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- (e)** Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie.
- (f)** Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero deben verificarse.
- (g)** Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica.
- (h)** Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares.
- (i)** Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

6.4 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

6.4.1 Modelos Físicos

Estos métodos requieren del uso de centrífugas o tablas vibratoras para simular la carga sísmica bajo condiciones de contorno bien definidas. El suelo utilizado en el modelo es remoldeado para representar diferentes densidades y condiciones geométricas. A causa de las dificultades en conseguir un modelo con las mismas condiciones del sitio, los modelos físicos rara vez se utilizan para estudiar la resistencia a la licuación de un sitio específico. Sin embargo, los modelos físicos son valiosos para analizar y entender el comportamiento generalizado del suelo y para evaluar la validez de modelos constitutivos bajo condiciones de contorno bien definidas.

6.4.2 Métodos simplificados

El Procedimiento Simplificado, en que se calculan dos variables sísmicas primarias tales como: a) la excitación sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos promedios ($CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo}$); y b) la capacidad de la capa de suelo para resistir la licuación, en términos de la relación de resistencia a la licuación.

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR = 0.65 * \frac{a_g}{g} * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d$$

Donde: a_g es la máxima aceleración que se espera en el lugar, g es la aceleración de la gravedad (tabla 6-1); σ_{vo} y σ'_{vo} son los esfuerzos verticales total y efectivo; y r_d es el factor de reducción de esfuerzos, el cual varía ampliamente con la profundidad dependiendo del perfil de suelos tal como sigue:

$$rd = 1 - 0,00765 * z \quad \text{si} \quad z \leq 9,15;$$

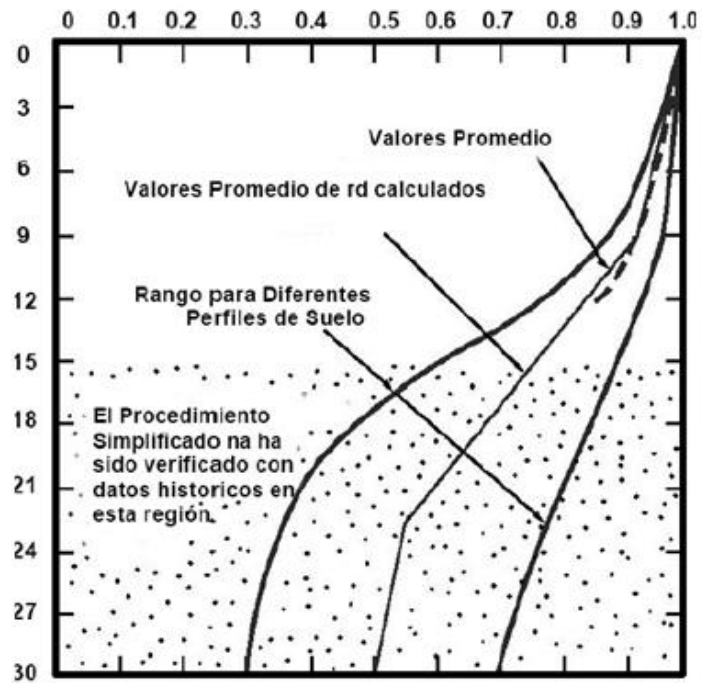
$$rd = 1,174 - 0,0265 * z \quad \text{si} \quad 9,15 < z \leq 23;$$

$$rd = 1,774 - 0,008 * z \quad \text{si} \quad 23 < z \leq 30;$$

$$rd = 0,5 \quad \text{si} \quad z > 30.$$

Dado en metros

Figura 6- 3 Factor rd vs profundidad



Fuente: Tupak Obando, Metodología y técnicas para la Cuantificación del potencial de licuación en suelos sujetos a solicitaciones dinámicas

Tabla 6- 1 Amenaza sísmica (a_{max}/g)

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

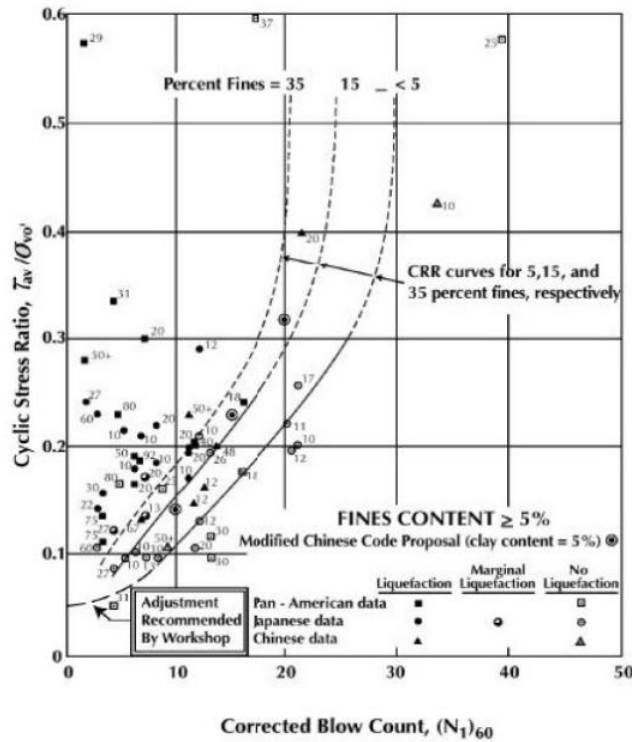
Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H

Dadas las dificultades para obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos licuables, en la práctica se usan procedimientos in situ para evaluar la capacidad de los suelos arenosos para resistir la licuación: a) penetración estándar (*SPT*); b) penetración con cono (*CPT*); c) velocidad de ondas de corte (v_s); y d) penetración Becker en gravas (*BPT*). Para asegurar una adecuada definición de la estratigrafía y una evaluación consistente de la resistencia a la licuación, en cada sitio se debe llevar a cabo dos o más de los procedimientos indicados. Por varias ventajas, los procedimientos que más se llevan a cabo son el *SPT* y algunas veces las mediciones de V_s . Para determinar la resistencia a la licuación de los suelos arenosos, la relación *CSR* se compara con la relación *CRR*.

$$F_s = CRR/CSR$$

Donde *CRR* (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistencia del terreno a los esfuerzos de corte cíclico y *CSR* (Cyclic Stress Ratio) la sollicitación de corte máxima producida por el sismo.

Figura 6- 4 Curvas de la relación CRR para diferentes contenidos de finos y Mw = 7.5



Fuente: Tupak Obando, Metodología y técnicas para la Cuantificación del potencial de licuación en suelos sujetos a sollicitaciones dinámicas

Los métodos simplificados propuestos se diferencian de entre ellos sobre todo para el modo con el cual se obtiene CRR, la resistencia a la licuación.

Algunos métodos simplificados son:

- (a) Método de Seed e Idriss (1982)
- (b) Método de Iwasaki et al. (1978; 1984)
- (c) Método de Tokimatsu e Yoshimi (1983)
- (d) Método de Andrus e Stokoe (1998)

a) Seed e Idriss

Es el más notorio y utilizados de los métodos simplificados y requiere solo el conocimiento de pocos parámetros geotécnicos: la granulometría, el número de golpes en la prueba SPT, la densidad relativa, el peso de volumen para poder determinar los esfuerzos de corte inducidos por el sismo proponen un simple procedimiento basado en la formula.

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = CSR = 0.65 * \frac{a_g}{g} * \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d$$

Donde a_g es la aceleración máxima en superficie, g la aceleración de gravedad

Para determinar el factor del coeficiente de reducción r_d se utiliza la fórmula empírica:

$$r_d = 1 - 0.015 * Z \quad (Z, \text{profundidad en metros}).$$

Los Autores han precisado que este procedimiento es válido para arenas con $D_{50} > 0,25$ mm; para arenas limosas.

$$(N_{1.60}) = N_{SPT} * [(1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)) + N_f]$$

Donde:

N_{SPT} = Número de golpes de penetración estándar

$N_f = 0$, sí $D_{50} > 0.25$ mm

$N_f = 7.5$, sí $D_{50} \leq 0.25$ mm

$$CRR = \frac{N_{1.60}}{90}$$

Se aplica por lo tanto:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{Si } F_S > 1,3 \text{ el depósito no es propenso a la licuación}$$

b) Iwasaki et alii:

El método de Iwasaki et alii (1978, 1984) ha sido propuesto basándose en la observación que la severidad de los daños producidos por la licuación al manufacturado es ligada al volumen de terreno licuado en el interior del depósito.

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR = 0.65 * \frac{a_g}{g} * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} * r_d * \frac{1}{MSF}$$

$$rd = 1 - 0,00765 * z \quad \text{si} \quad z \leq 9,15;$$

$$rd = 1,174 - 0,0265 * z \quad \text{si} \quad 9,15 < z \leq 23;$$

$$rd = 1,774 - 0,008 * z \quad \text{si} \quad 23 < z \leq 30;$$

$$rd = 0,5 \quad \text{si} \quad z > 30.$$

Z expresado en metros.

En cambio la valoración de CRR es propuestas por las siguientes expresiones extraídas de numerosas pruebas de resistencia cíclica sin drenaje:

- para terrenos con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6 \text{ mm}$:

$$CRR = 0.0882 * N_{SPT} * \sqrt{\sigma'_{V0} + 0.7} + 0.225 * \text{Log}_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$

- para terrenos con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5 \text{ mm}$:

$$CRR = 0.0882 * N_{SPT} * \sqrt{\sigma'_{V0} + 0.7} - 0.05$$

Donde:

D_{50} es el diámetro de gránulos al 50% (en mm).

N_{SPT} = Número de golpes de penetración estándar

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad FS > 1,0 \quad \text{el depósito no es propenso a la licuación}$$

c) Tokimatsu e Yoshimi

El método de Tokimatsu y Yoshimi (1983) para poder tener cuenta de la magnitud del terremoto, a diferencia de los métodos anteriores, calcula la relación de esfuerzo cíclico con la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 * \frac{a_g}{g} * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d$$

$$r_d = 1 - 0.015 * Z \text{ (Z, profundidad en metros).}$$

En cambio la resistencia a la licuación, es calculada comparando resultados de pruebas triaxiales cíclicas con datos de pruebas SPT, con la siguiente expresión

$$CRR = a * C_r * \left[\frac{16\sqrt{N_{1.60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{N_{1.60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

Donde:

$$a = 0,45.$$

$$C_r = 0,57.$$

$$n = 14.$$

$\Delta N_f = 0$ para arenas limpias y $\Delta N_f = 5$ para arenas limosas.

$$N_{1,60} = N_{SPT} * [1,7 / (\sigma'_{v0} + 0,7)] + N_f.$$

N_{SPT} = Número de golpes de penetración estándar

C_s es una constante empírica que depende de la amplitud de la deformación de corte

$FS = \frac{CRR}{CSR}$ FS > 1,5 para las arenas medio sueltas y FS > 1,3 para las arenas medio densas.

d) Andrus y Stokoe

El método de Andrus y Stokoe es basado sobre datos provenientes de pruebas sísmicas a refracción (V_s).

$$CSR = 0.65 * \frac{a_g}{g} * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d * \frac{1}{MSF}$$

$$rd = 1 - 0,00765 * z \quad \text{si} \quad z \leq 9,15;$$

$$rd = 1,174 - 0,0265 * z \quad \text{si} \quad 9,15 < z \leq 23;$$

$$rd = 1,774 - 0,008 * z \quad \text{si} \quad 23 < z \leq 30;$$

$$rd = 0,5 \quad \text{si} \quad z > 30.$$

Z expresado en metros.

La velocidad de las ondas de corte es corregida con la fórmula (Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

La resistencia a la licuación es valuada mediante la fórmula de Andrus e Stokoe (1998):

$$CRR = 0.33 * \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 * \left[\frac{1}{(V_{s1})_{CS} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{CS}} \right]$$

Donde la presencia de materiales finos FC (%) es tomada en cuenta mediante el siguiente procedimiento:

$$(V_{s1})_{CS} = 220 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$220 < (V_{s1})_{CS} \leq 200 \text{ para } 5\% < FC \leq 35\%$$

$(V_{s1})_{cs}=200$ para $FC \leq 35\%$

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Si $F_S > 1,0$ el depósito no es propenso a la licuación.

6.4.3 Métodos Analíticos

Basados en resultados de ensayos de laboratorio para determinar la resistencia a la licuación, o las propiedades del suelo usadas para predecir el proceso de la licuación, mediante programas de computador en condiciones de comportamiento lineal y no lineal.

A causa de lo difícil que es obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos potencialmente licuables para evaluar sus propiedades dinámicas, los métodos analíticos generalmente se usan en proyectos especiales o en trabajos de investigación.

Durante los últimos años se han realizado avances importantes en los métodos analíticos aplicados al proceso de la licuación. Este progreso ha sido posible gracias al aumento de los datos experimentales y a la información de campo recopilada durante diferentes eventos sísmicos.

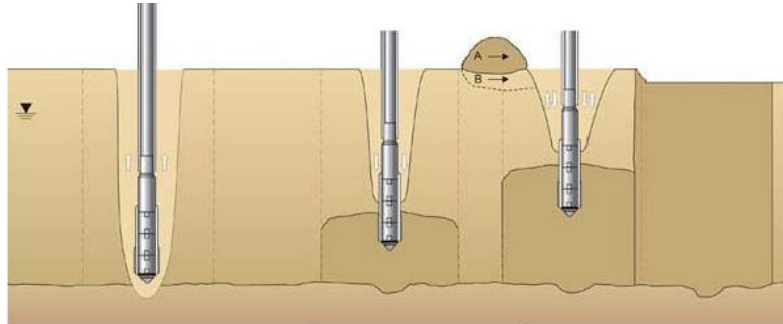
6.5 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELOS SUCEPTIBLES A LA LICUACIÓN²⁹ [H.7.4.6]

En correspondencia con los factores que aumentan la vulnerabilidad del suelo ante los esfuerzos cíclicos se indican algunos métodos para densificar el terreno y/o mejorar su resistencia. Estos son:

²⁹ Tupak Ernesto Obando Rivera. Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas

a) Vibro-densificación

Figura 6- 5 Esquema vibro-densificación

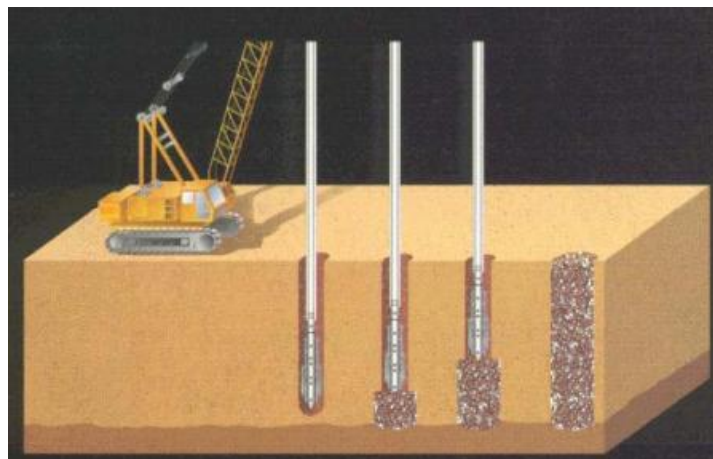


Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

Consiste en un método de mejora basado en la densificación del terreno, en la cual un vibrador es introducido al terreno, penetrando hasta la profundidad requerida, por peso propio y las vibraciones, y de ser necesario, es ayudado por agua a presión lanzada por la punta, las vibraciones producidas por el aparato se transmiten al suelo provocando un movimiento vibratorio, principalmente horizontal, de frecuencia igual a la del vibrador.

b) Vibro-reemplazo

Figura 6- 6 Esquema vibro-reemplazo



Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

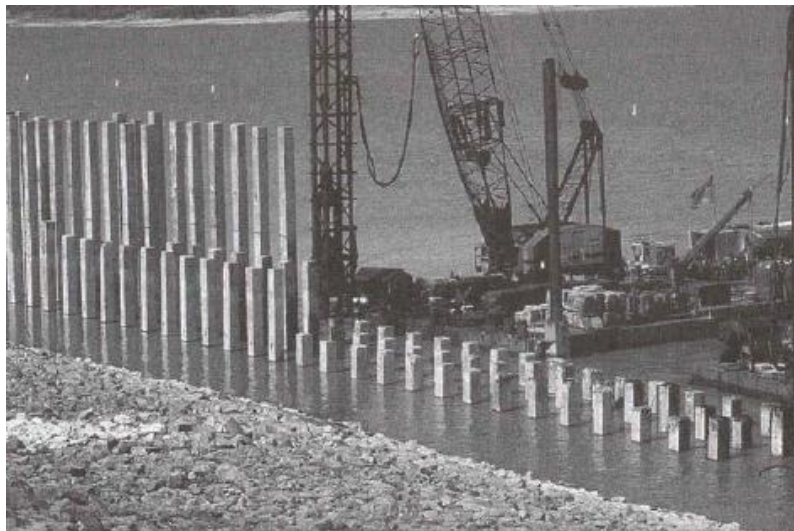
Es un método de mejora mediante densificación y refuerzo del terreno, con un proceso constructivo similar al de la vibro densificación, en la que se recurre a la construcción de columnas de grava o arena para mejorarlos dando lugar a una verdadera sustitución del contenidos fino por material granular en los puntos de aplicación

c) Pilotes de compactación

Procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.

Los terrenos granulares pueden ser mejorados por la ejecución de inclusiones rígidas (Foto 6-6), por ejemplo, pilotes de hormigón prefabricado hincados en el terreno que incrementa la resistencia a la licuación.

Fotografía 6- 6 pilotes de compactación



Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a sollicitaciones sísmicas.

d) Compactación dinámica

Mediante una repetida aplicación del impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.

Fotografía 6- 7 Compactación dinámica



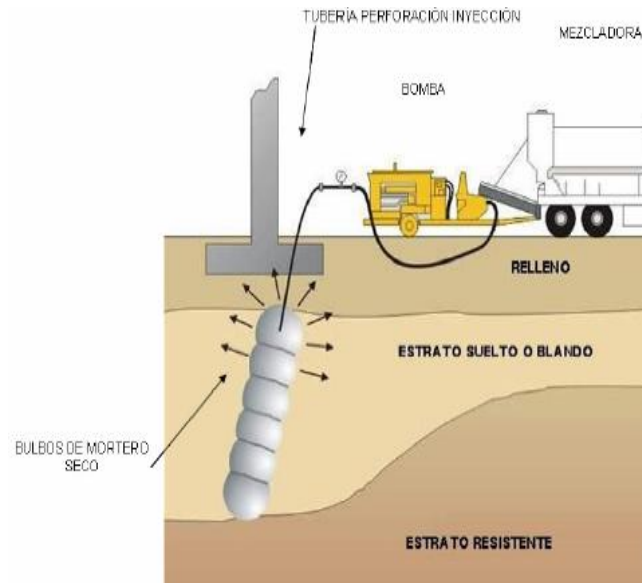
Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a sollicitaciones sísmicas.

Grandes pesos (10 a 20 ton) al caer desde alturas elevadas (15 a 30 m), compactan el terreno hasta que después de un cierto número de impactos, no se obtiene ninguna disminución de volumen, pues la elevación de la presión intersticial hace que el suelo se comporte como un líquido (se produce licuación). Se detiene el trabajo hasta la disipación del exceso de presión intersticial, y a continuación, se efectúa una nueva pasada.

e) Inyecciones de compactación

Consiste en la inyección de un mortero seco (Figura 6-7), de baja movilidad, que al ser inyectado se expande como una masa homogénea desplazando y compactando el terreno circundante. Este método ha sido utilizado exitosamente para la compensación de asientos y en densificación de terrenos. Esta técnica es aplicable a terrenos granulares (donde se encuentran los terrenos potencialmente licuables), pero no es apropiada para terrenos cohesivos saturados y es marginalmente efectiva en limos.

Figura 6- 7 Esquema de Inyección de Compactación



Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

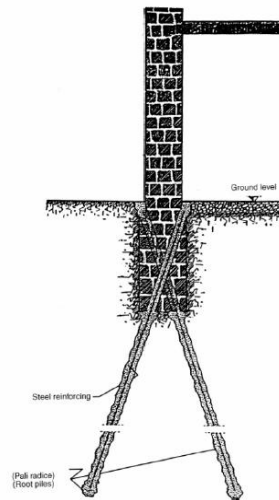
f) Pilotes Radicales

A veces llamados banderillas, con diámetro reducido, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación.

elemento cilíndrico, con un diámetro inferior a 300 mm, perforado "in situ", armado con tubería de acero, reforzada a veces con uno o varios redondos, e inyectado con lechada o mortero de cemento en una o varias fases.

Esta fuente, opina que los micropilotes son capaces de transmitir los esfuerzos al terreno mejorando su funcionalidad. En el tratamiento de suelos potencialmente licuables, los micropilotes se han utilizado como técnica de recalce, en la cual las cargas de una determinada estructura son transmitidas a capas más profundas del terreno con mejores características, atravesando los estratos susceptibles a licuar

Figura 6- 8 Pilotes Radiales



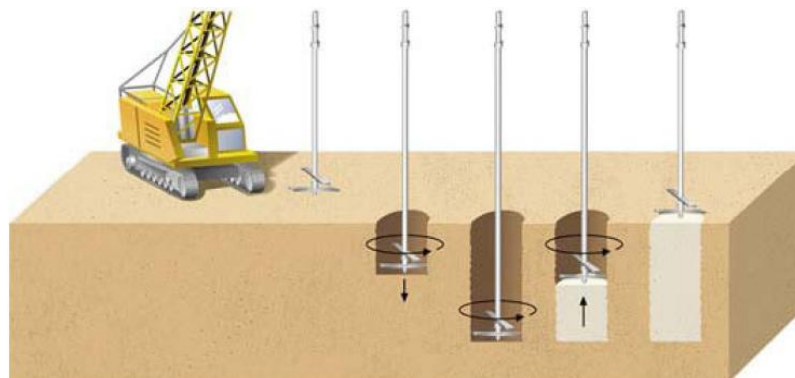
Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

g) Elementos químicos

Inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.

Consiste en mezclar mecánicamente (vía húmedo/seco, rotatorio/jet, hélice/paleta) con algún tipo de aditivo químico

Figura 6- 9 Esquema inyección de elementos químicos

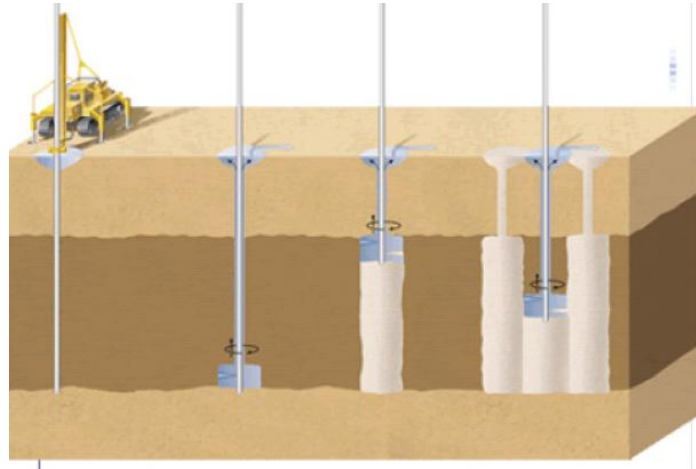


Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

(Agente estabilizante, por ejemplo, cemento, cal y posibles aditivos, como yesos y cenizas volantes) que reacciona con el terreno a fin de incrementar la resistencia y reducir la deformabilidad, impidiendo la ocurrencia de licuación.

h) Jet grouting

Figura 6- 10 Esquema jet grouting



Fuente: Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas.

Consiste en la disgregación del terreno con alta energía en sentido generalmente ascendente y la mezcla con una lechada de cemento, con el fin de crear de una forma controlada columnas pseudo cilíndricas de suelo-cemento. Aunque estas columnas vienen en ocasiones reforzadas por armaduras de acero situadas en su eje, lo habitual es que estén compuestas únicamente por la mezcla del suelo, previamente disgregado, con la lechada de cemento. (Figura 6-10) Esta técnica ha sido usada ampliamente para recalces de estructuras, contención de excavaciones, control de redes de flujo en el terreno y refuerzo del terreno.

i) Explosiones y voladuras

Con un patrón determinado y a una profundidad relacionada con la magnitud del problema, pueden inducir licuación limitada y producir la densificación del material en profundidad.

CONCLUSIONES

- Se propone un manual que aporta una información detallada, y ordenada, que contiene todas las instrucciones sobre operaciones y lineamientos teóricos que se realizan en diversos temas del TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, esto con el objetivo de facilitar una mejor aplicación de la normativa vigente por parte de estudiantes y/o profesionales afines a la geotecnia.
- En los capítulos factores de seguridad, la caracterización geotécnica del subsuelo, cimentación, excavación, estabilidad de taludes, estudios de contención y licuación se amplía la teoría debidamente sustentada por diversos autores, relacionándola con los diferentes capítulos del título H de la norma NSR-10
- El avance de la tecnología sucede día a día y obligan a las personas estar sujetas al cambio, por ello se incluye el uso de herramientas informáticas que nos permitan modelar los diferentes escenarios con la intención de complementar la explicación teórica de cada uno de los capítulos, para permitir al lector una mejor asimilación de los mismos.
- Se familiarizó el manual y además de ayudar a una mejor interpretación del título H ESTUDIOS GEOTECNICOS tuvo una gran aceptación, ya que permite acercarse de una forma interactiva y muy cercana a situaciones reales de la geotecnia.

BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA; S XIII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTECNIA – VII SEMINARIO COLOMBIANO DE GEOTECNIA – Septiembre 21 al 24 de 2010

Braja M. Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, International Thompson Editores; Edición 4, 1999

Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentación, Limusa Noriega Editores, Edición 5, 2004

Denys Parra Murrugarra, Ingeniero Civil, M.Sc. LICUACIÓN DE SUELOS Y RESISTENCIA CÍCLICA, Profesor Asociado FIC-UNI, Ingeniero de Proyectos Vector Perú S.A.C.

Gonzalez G. Alvaro J, Escuela Colombiana de Ingeniería V encuentro de ingenieros de Suelos y Estructuras –factores de seguridad básicos e indirectos, 2009

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 TITULO H ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE, 2010

Suarez Díaz. Jaime Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales; Volumen I y II; Publicaciones UIS

Suarez Díaz. Jaime, ESTUDIO GEOTECNICO Y DISEÑO DE OBRA DE ESTABILIZACION, TALUD DE DESLIZAMIENTO BARRIO EL REPOSO DE FLORIDABLANCA, 2000

Tupak Obando, Metodología y técnicas para la Cuantificación del potencial de licuación en suelos sujetos a solicitaciones dinámicas. Ejemplos de casos.2009

Tupak Obando, Estado actual del Conocimiento del proceso cíclico de licuefacción en suelos sujetos a solicitaciones sísmicas. Ejemplos de Casos. 2009

Páginas Web consultadas

- <http://www.scg.org.co/>
- <http://www.ingeminas.gov.co/>
- <http://www.erosion.com.co/>
- http://www.contratos.gov.co/archivospuc1/2010/DA/217000001/10-1-57705/DA_PROCESO_10-1-57705_217000001_1882571.pdf
- <http://www.geologi.it/cgi-bin/countdownload/load.cgi?>
- http://www.geogratias.it/Verifica_Liquefazione_Terreni.zip
- http://www.geostru.com/ES/prodotti_software.aspx?idsw=22

ANEXO A: DISEÑO DE SISTEMA DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

Diseñar el sistema de cimentación superficial más adecuado para la edificación, teniendo en cuenta el siguiente perfil geotécnico.

Figura A-1- Perfil geotécnico

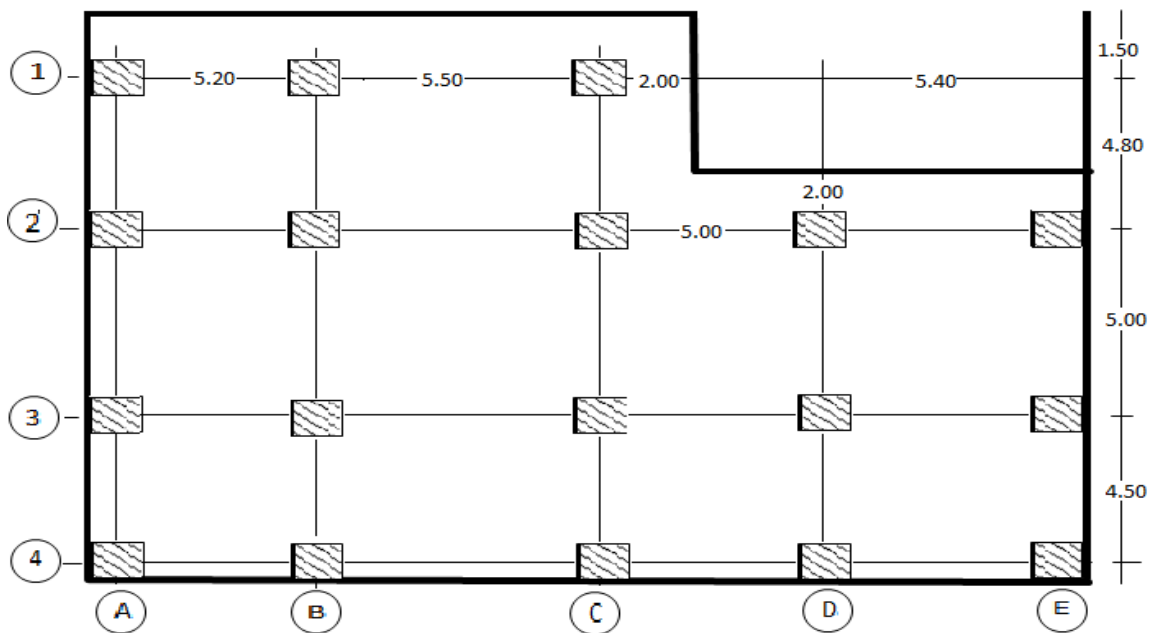
		Penetración Estandar			
		PROF	N		
Arena fina a media limosa gris Gm=1.64 Ton/m3		0.0-0.5	4		Arena fina a media limosa gris Gm=1.64 Ton/m3
		0.5-1.0	12		
		1.0-1.5	9		
		1.5-2.0	16		
		2.0-2.5	15		
		2.5-3.0	14		
Arena media carmelita Gm =1.7 Ton/m3		3.0-3.5	19		Arena media carmelita Gm =1.7 Ton/m3
		3.5-4.0	20		
		4.0-4.5	22		
	NF	4.5-5.0	25	NF	
Gsat= 1.85 Ton/m3		5.0-5.5	26		Gsat= 1.85 Ton/m3
		5.5-6.0	30		
		6.0-6.5	30		
Arcilla normalmente consolidada marron saturada Gsat=1.88Ton/m3;Cc=0.20;Ce=0.04;eo =1.05		6.5-7.0	28		Arcilla normalmente consolidada marron saturada Gsat=1.88Ton/m3;Cc=0.20;Ce=0.04;eo =1.05
		7.0-7.5	25		
		7.5-8.0	15		
		8.0-8.5	15		
		8.5-9.0	13		
		9.0-9.5	14		
Arena media a gruesa carmelita Gsat=1.87 Ton/m3		9.5-10.0	18		Arena media a gruesa carmelita Gsat=1.87 Ton/m3
		10.0-10.5	28		
		10.5-11.0	35		
		11.0-11.5	41		
		11.5-12.0	43		

Fuente: Wilfredo del Toro

El diseño incluye:

1. Evaluación de las cargas de la edificación
2. Análisis geotécnicos correspondientes
 - a) Análisis capacidad de carga
 - b) Análisis de asentamientos
 - c) Asentamientos totales
 - d) Asentamientos diferenciales
 - e) Límite de asentamientos
3. Dimensionamiento de los cimientos

Figura A-2- Edificio en planta



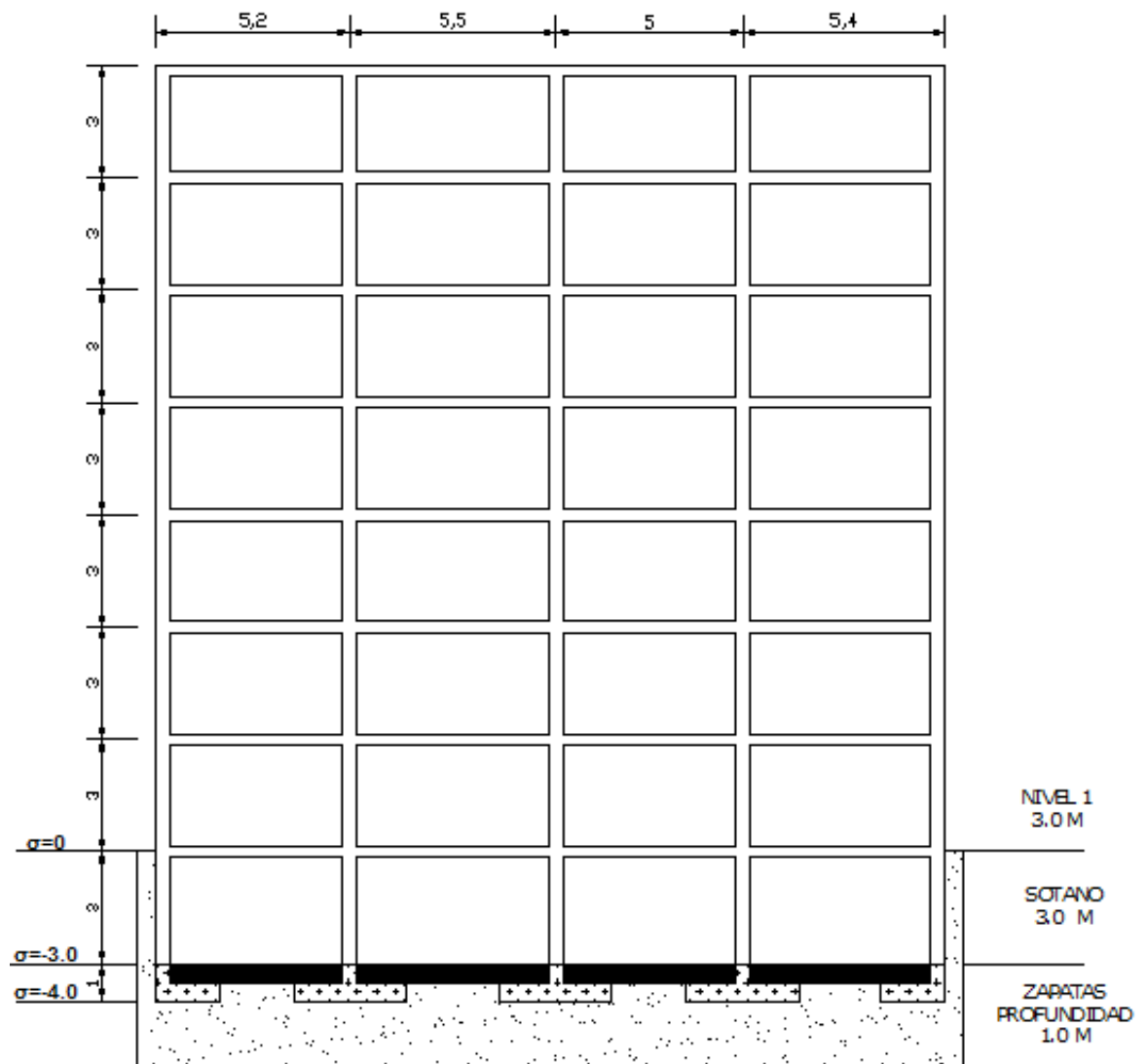
Fuente: Wilfredo del Toro

La edificación consta de 7 pisos

Altura por nivel = 3 m

Un sótano = 3 m

Figura A-3- Edificio en perfil



Fuente: Autor

EVALUACIÓN DE CARGAS DE LA EDIFICACIÓN

Peso entrepiso

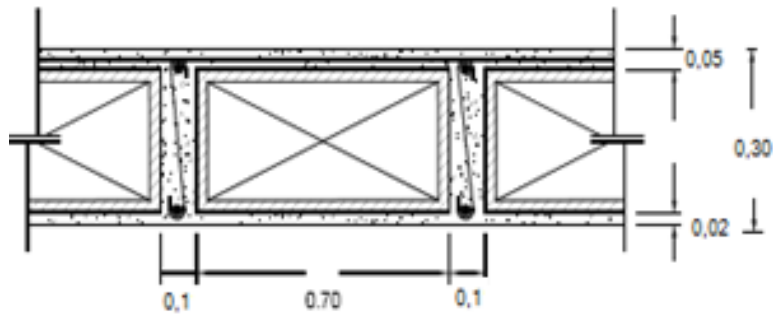
Placa= 0.30 m

Losa superior=0.05m

Losa inferior = 0.02 m

Viguetas tipo = 0.10m x 0.30m

Figura A-4- Sección placa



Fuente: Análisis sísmico de edificaciones Esperanza Maldonado

Asumiendo las densidades de los materiales según la NSR 10

Concreto reforzado = 24kn/m^3

Concreto Simple = 23kn/m^3

Mortero de pega = 21kn/m^3

Casetón de polipropileno = 0.3kn/m^2

Peso/unidad de área

Losa superior $0.05\text{ m} * 24\text{kn/m}^3 = 1.2\text{kn/m}^2$

Losa inferior $0.02\text{m} * 24\text{kn/m}^3 = 0.48\text{kn/m}^2$

$$\text{Vigueta } (0.1\text{m} \times 0.23\text{m} \times 24 \text{ kn/m}^3) / 0.8 = 0.69\text{kn/m}^2$$

$$\text{Casetón} = 0.3\text{kn/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 1.6\text{kn/m}^2$$

$$\text{Muros} = 3.0\text{kn/m}^2$$

$$\text{Peso entepiso/unidad de área} = 7.27\text{kn/m}^2$$

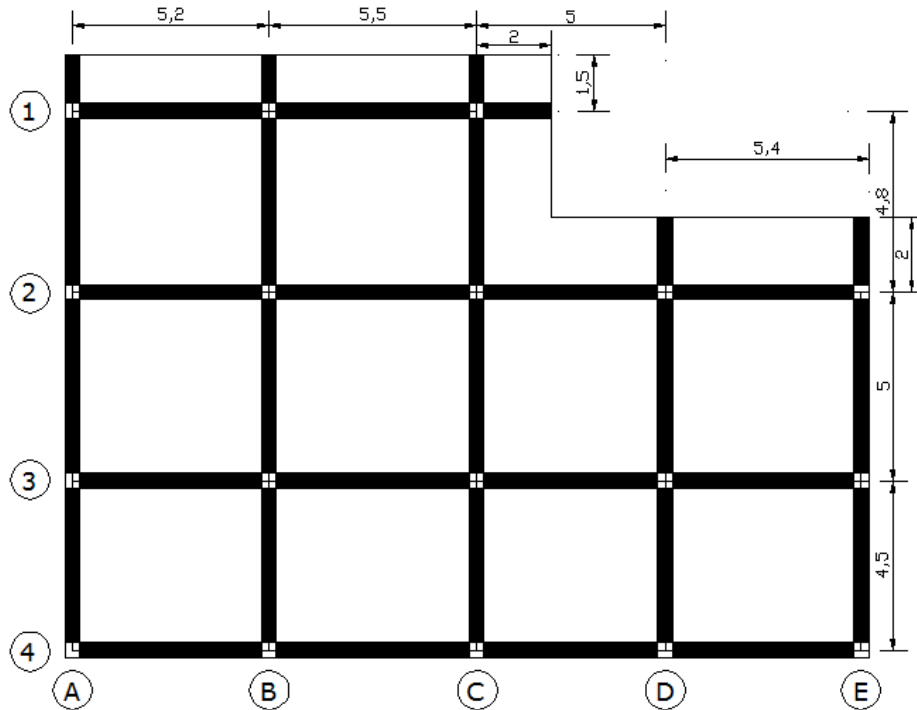
$$\text{Área de placa} = (16 - 4.3) * (21.50 - 8.6) = 307.02 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso total del entepiso} = 7.27\text{kn/m}^2 * 307.02 \text{ m}^2 = 2232.035 \text{ Kn}$$

Peso en vigas

$$\text{Vigas} = 0.4\text{m} \times 0.5\text{m}$$

Figura A-5- Entramado de vigas



Fuente: Autor

Vigas horizontales

$$3\text{ ejes} * (4.8+5.1+4.6+5) * 24\text{kn/m}^3 = 1404 \text{ kn/m}^2 \quad (\text{ejes 2, 3,4})$$

$$1\text{ ejes}*(1.8+5.1+4.8)* 24\text{kn/m}^3 = 280.8 \text{ kn/m}^2 \quad (\text{ejes 1})$$

Vigas verticales

$$3\text{ ejes}*(1.1+4.4+4.6+4.1) * 24\text{kn/m}^3 = 1022.4 \text{ kn/m}^2 \quad (\text{A, B, C})$$

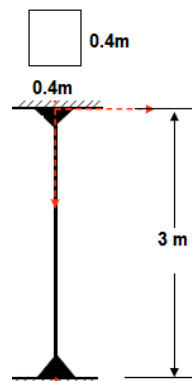
$$2\text{ ejes}*(1.8+4.6+4.1) * 24\text{kn/m}^3 = 504 \text{ kn/m}^2 \quad (\text{ejes D, E})$$

$$\text{Vigas 1 piso longitudinal} = 3211.2 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{Peso de las vigas} = 3211.2*(0.5*0.4) = 642.24 \text{ kn}$$

Peso en columnas

Figura A-6- sección de columna



Fuente: Autor

$$\text{Columnas} = 0.4\text{m} * 0.4\text{m} * 3\text{m} * 24\text{kn/m}^3 = 11.52\text{kn}$$

$$\text{Columnas último nivel} = 0.4\text{m} * 0.4\text{m} * 1.5\text{m} * 24\text{kn/m}^3 = 5.76\text{kn}$$

$$(11.52\text{kn} * 18) = 207.36\text{kn}$$

$$(5.76\text{Kn} * 18) = 103.68\text{Kn}$$

$$\text{Peso columnas} = 207.36 + 2*103.68 = 414.72 \text{ Kn}$$

PESO TOTAL DEL EDIFICIO

$$\text{Wd total edificio} = (642.24 + 2232.035 + 207.36) * 7 \text{pisos} + (642.24 + 2232.035 + 2 * 103.68)$$

$$\text{Wd total edificio} = 24653.1 \text{kn}$$

$$\text{Carga viva por piso} = 1.8 \text{Kn/m}^2$$

$$\text{Carga viva del edificio} = 1.8 * 8 = 14.4 \text{Kn/m}^2$$

PESO TOTAL DEL EDIFICIO

$$\text{Wd} + \text{Wl} = 1.2 * 24653.1 \text{ Kn} + 14.4 \text{ Kn/m}^2 * 307.02 \text{ m}^2 * 1.6 = 36657.44 \text{ Kn}$$

PESO TOTAL DEL EDIFICIO / AREA

$$36657.44 \text{ Kn} / 307.02 \text{ m}^2 = 119.4 \text{ Kn/ m}^2$$

ANÁLISIS GEOTÉCNICOS CORRESPONDIENTE

- Análisis de capacidad de carga
- Análisis de asentamientos
- Asentamientos totales
- Asentamientos diferenciales
- Límite de asentamientos

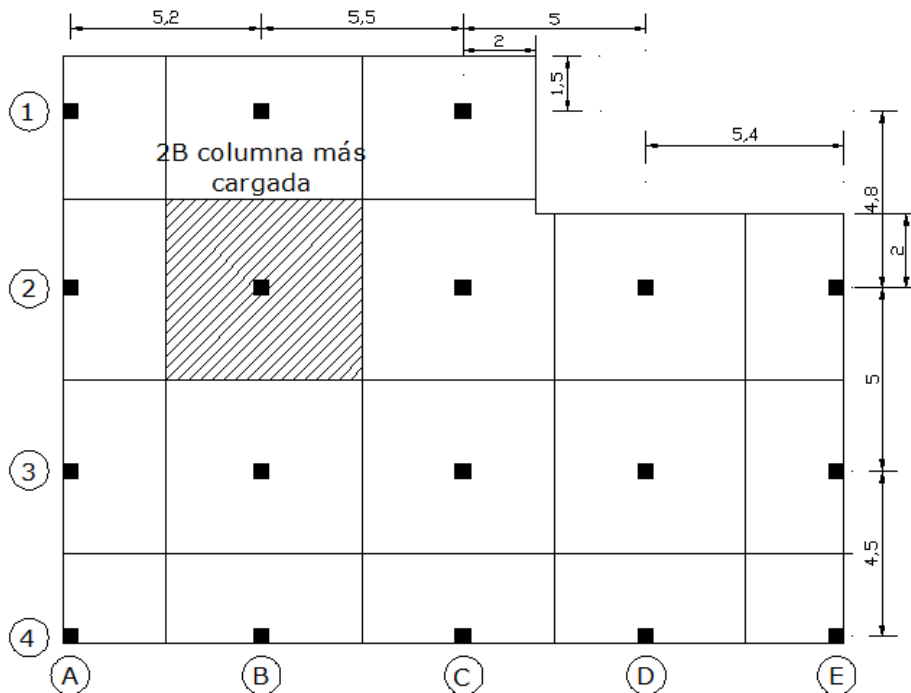
ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

La columna más cargada se encuentra en los ejes 2-B

Con un área de aferente de = $5.35 \times 4.9 = 26.22 \text{ m}^2$

Le sigue 3B

Figura A-7- edificio en planta



Fuente: Autor

Carga que soporta la columna crítica:

$$119.4 \times 26.22 = 3130.67 \text{ Kn} \approx 3200 \text{ Kn} = 320 \text{ Ton}$$

$$\text{WD en esta cimentación} = 1.2 \times 24653.1 / 307.02 \times 26.22$$

$$\text{WD en esta cimentación} = 2526.56 \text{ Kn}$$

$$\text{WL} = 1.6 \times 1.8 \times 26.22 \text{ m}^2 = 75.514 \text{ Kn}$$

$$\text{WL en esta cimentación} = 75.514 \text{ Kn} \times 8 = 604.109 \text{ Kn}$$

Carga Admisible (Qa)

$$q_{\text{neta (adm)}} = 11.98 * N_{\text{corr}} * \left(\frac{3.28 * B + 1}{3.28 B} \right)^2 * F_d * \frac{Se}{25.4}$$

$$F_d = 1 + 0.033 * (D_f / B) \leq 1.33$$

$$F_d = 1 + 0.033 * (4/2)$$

$$F_d = 1.066 \leq 1.33$$

$$F_d = 1.33$$

Tomando un

$$Se = 15.24 \text{ mm y un } B = 2 \text{ m}$$

$$q_{\text{neta (adm)}} = 11.98 * 22 * \left(\frac{3.28 * 2 + 1}{3.28 * 2} \right)^2 * 1.33 * \frac{15.24}{25.4}$$

$$q_{\text{neta(adm)}} = 279.33 \text{ kn/m}^2 = 27.9 \text{ Ton/m}^2$$

Área de la zapata 2-B

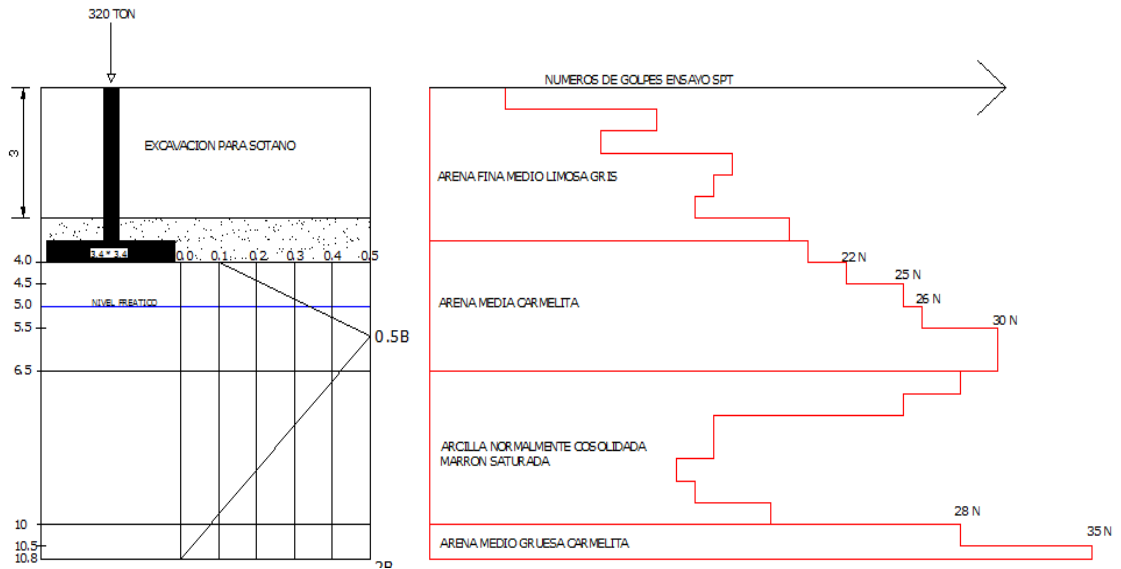
$$A_{2-B} = 320 \text{ Ton} / 27.9 \text{ Ton/m}^2 = 11.46 \text{ m}^2$$

$$B=L = (11.46 \text{ m}^2)^{1/2} = 3.4 \text{ m}$$

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Asentamientos inmediatos en Arenas:

Figura A-8- Asentamientos elástico en zapata 2-B



Fuente: Autor

$$\rho = C_1 C_2 q_n \sum_1^n \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta Z$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_0}{Q_n} \right) \geq 0.5$$

$$\sigma_0 = D_f \cdot \gamma = 3.5 \text{ m} \cdot 1.64 \text{ Ton/m}^2 + 0.5 \text{ m} \cdot 1.7 \text{ Ton/m}^2 = 6.59 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_n = P_u / A_f$$

$$Q_n = 320 / 11.51 = 27.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{6.59}{23.37} \right) = 0.881$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(T/0.1) \quad T = 2 \text{ años}$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(2/0.1) = 1.26$$

$$E = K * Q_c$$

Tabla A-1- Asentamiento en arenas

CAPA	DELTA Z	N	Qc/N	Qc	K	E	lz	lz*dz/e
1	0.5	22	3.5	77	2	1540	0.16	0.000052
2	0.5	25	3.5	87.5	2	1750	0.27	0.000077
3	0.5	26	3.5	91	2	1820	0.39	0.000107
4	0.3	30	3.5	105	2	2100	0.47	0.000067
5	0.2	30	3.5	105	2	2100	0.46	0.000044
6	0.5	30	3.5	105	2	2100	0.43	0.000102
7	0.5	28	5	140	3	4200	0.05	0.000006
8	0.5	35	5	175	3	5250	0.02	0.000002
							total	0.000457

Fuente: Autor

$$\rho = C_1 * C_2 * Q_n * \sum((I_z/E) * \Delta z)$$

$$\rho = 0.881 * 1.26 * 27.68 * 0.000457$$

$$\rho_{e1} = 0.0141 \text{ cm}$$

Asentamiento inmediato en Arcillas:

$$\rho = \frac{Q_n * B(1 - \nu^2)}{E} C'_d$$

$$Q_n = P_u/A_f$$

$$Q_n = 320/11.51 = 27.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$B = L = 3.4 \text{ m}$$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

Modulo de poissón para Arcillas saturadas $\nu = 0.5$

Modulo de elasticidad según tabla 4.5 del libro de Braja M. Das $E = 4140 \text{ Kn/m}^2$

$$L/B = 3.4/3.4 = 1$$

$$H/B = 3.5/3.4 = 1.029$$

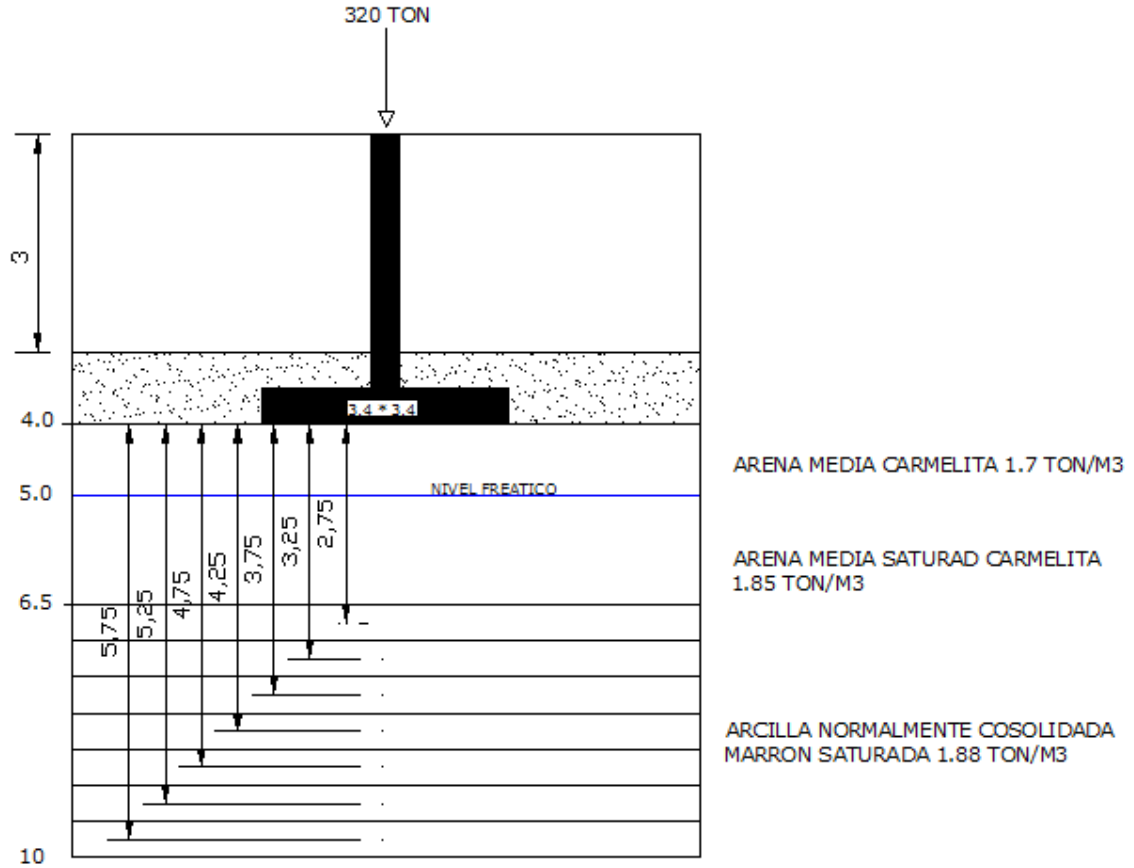
Para este caso $C_d = 0.75$

$$\rho = \frac{27.68 * 3.4(1 - 0.5^2)}{4140} 0.75$$

$$\rho = 0.0127 \text{ m}$$

Asentamiento por consolidación en arcillas:

Figura A-9 Asentamientos consolidación en zapata 2-B



Fuente: Autor

$$\rho = \frac{\Delta H}{1 + e_0} * C_c * \sum \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma}{\sigma_0'}$$

Z = distancia ente la parte inferior de la cimentación hasta el centro de cada capa

σ_0' = esfuerzo efectivo en el punto medio de la capa

$$\sigma_0' = H * \gamma = 3.5 * 1.64 + 1.5 * 1.7 + 1.5 * 0.85 + 0.25 * 0.88 = 9.785$$

$$\Delta\sigma = 4 * I * Pu/A$$

Tabla A-2- Asentamiento por consolidación

CAPA	Z	DELTA H	σ_o'	N=(B/2)/Z	M=(L/2)/Z
1	2.75	0.5	9.785	0.62	0.62
2	3.25	0.5	10.225	0.52	0.52
3	3.75	0.5	10.665	0.45	0.45
4	4.25	0.5	11.105	0.40	0.40
5	4.75	0.5	11.545	0.36	0.36
6	5.25	0.5	11.985	0.32	0.32
7	5.75	0.5	12.425	0.30	0.30
	TOTAL	3.5			

CAPA	I	Cc	DELTA σ	LOG	Eo	ASENTAMIENTO
1	0.114	0.2	12.6228374	0.35983911	1.05	0.017553128
2	0.09	0.2	9.96539792	0.29548156	1.05	0.014413735
3	0.072	0.2	7.97231834	0.24242256	1.05	0.011825491
4	0.062	0.2	6.8650519	0.20903077	1.05	0.010196623
5	0.051	0.2	5.64705882	0.17293395	1.05	0.008435802
6	0.042	0.2	4.65051903	0.14239832	1.05	0.006946259
7	0.038	0.2	4.20761246	0.12666407	1.05	0.006178735
					TOTAL	0.075549773

Fuente: Autor

$$\rho_p = 0.0755 \text{ m}$$

$$\rho_{2BTOTAL} = 0.0755 + 0.0127 + 0.0141 = 0.1024 \text{ m}$$

ASENTAMIENTOS TOTALES:

En la siguiente tabla se relaciona cada zapata y el asentamiento total que se obtiene de la misma forma que el asentamiento anteriormente hallado.

Tabla A-3- Asentamiento totales en zapatas

EJES	ASENTAMIENTOS DE ZAPATAS (m)				
	A	B	C	D	E
1	0.06189353	0.09005665	0.0838506		
2	0.07401736	0.10239516	0.09567858	0.09416022	0.07002232
3	0.07002232	0.09951399	0.09567858	0.09567858	0.07401736
4	0.0478057	0.06841165	0.07002232	0.07002232	0.04949793

Fuente: Autor

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES:

Tabla A-4- Asentamientos Diferenciales

z	A	diferencia	B	diferencia	C	diferencia	D	diferencia	E
1	0.06189353	0.02816312	0.09005665	0.00620605	0.0838506				
diferencia	0.01212383		0.01233851		0.01182798				
2	0.07401736	0.02837779	0.10239516	0.00671658	0.09567858	0.00151836	0.09416022	0.024137896	0.070022323
diferencia	0.00399504		0.00288117		0		0.00151836		0.003995041
3	0.07002232	0.02949167	0.09951399	0.00383541	0.09567858	0	0.09567858	0.021661217	0.074017364
diferencia	0.02221662		0.03110234		0.02565626		0.02565626		0.024519431
4	0.0478057	0.02060595	0.06841165	0.00161067	0.07002232	0	0.07002232	0.02052439	0.049497933

Fuente: Autor

Los anteriores asentamientos y sus diferencias están en metros

LIMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES:

Tabla A-5-Límite de asentamientos diferenciales ejes verticales

LIMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJES VERTICALES						
Z	$\rho(\max) l/300$	A	B	C	D	E
(1-2)	0.016	0.01212383	0.01233851	0.01182798		
(2-3)	0.01666667	0.00399504	0.00288117	0	0.00151836	0.00399504
(3-4)	0.015	0.02221662	0.03110234	0.02565626	0.02565626	0.02451943

Fuente: Autor

Tabla A-6-Límite de asentamiento diferenciales ejes horizontales

LIMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJES HORIZONTALES				
Z	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)
$\rho(\max) l/300$	0.017333333	0.018333333	0.01666667	0.018
1	0.028163123	0.00620605		
2	0.028377794	0.00671658	0.00151836	0.0241379
3	0.029491667	0.00383541	0	0.02166122
4	0.020605949	0.00161067	0	0.02052439

Fuente: Autor

Los asentamientos que se encuentran en rojo no cumplen, por esta razón se rediseñan las cimentaciones

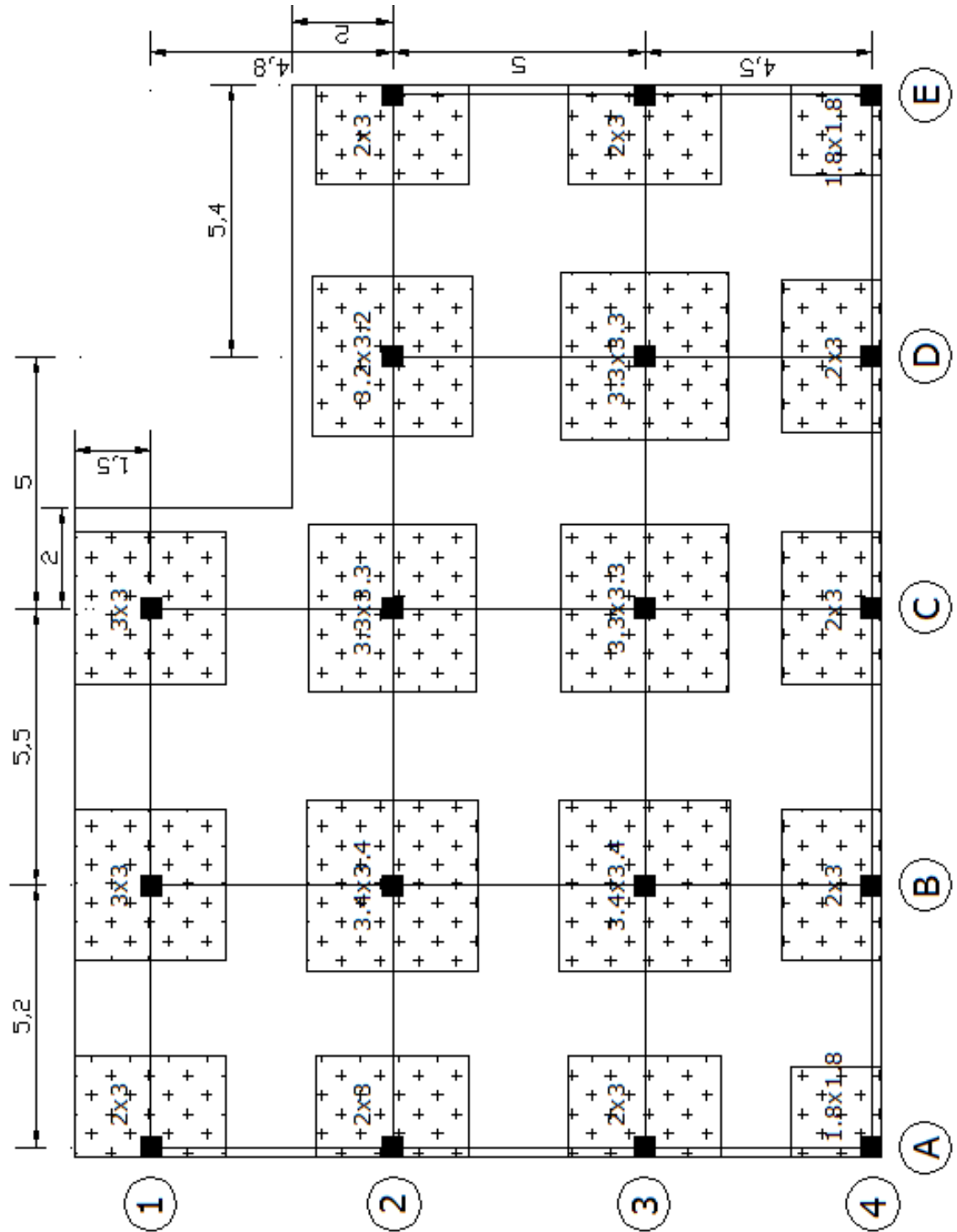
DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMIENTACION:

Tabla A-7- Dimensionamiento de los cimientos

UBICACIÓN COLUMNAS	CARGA Kn	DIMENSIONES m
1-a	1303.82	2x3
1-b	2491.23	3x3
1-c	2211.84	3x3
2-a	1638.13	2x3
2-b	3130.01	3.4x3.4
2-c	2975.98	3.3x3.3
2-d	2793.90	3.2x3.2
2-e	1558.14	2x3
3-a	1587.99	2x3
4-a	819.07	1.8x1.8
3-b	3034.19	3.4x3.4
4-b	1565.00	2x3
3-c	2977.48	3.3x3.3
4-c	1535.75	2x3
3-d	2949.12	3.3x3.3
4-d	1521.12	2x3
3-e	1644.70	2x3
4-e	848.32	1.8x1.8

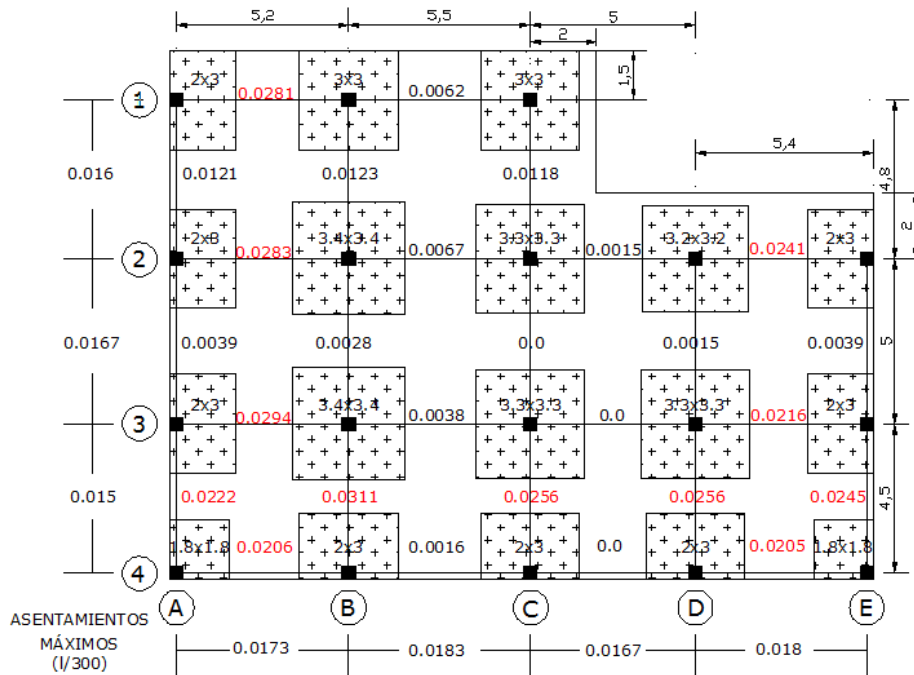
Fuente: Autor

Figura A-10- Esquema cimentación



Fuente: Autor

Figura A-11- Límite de Asentamientos diferenciales



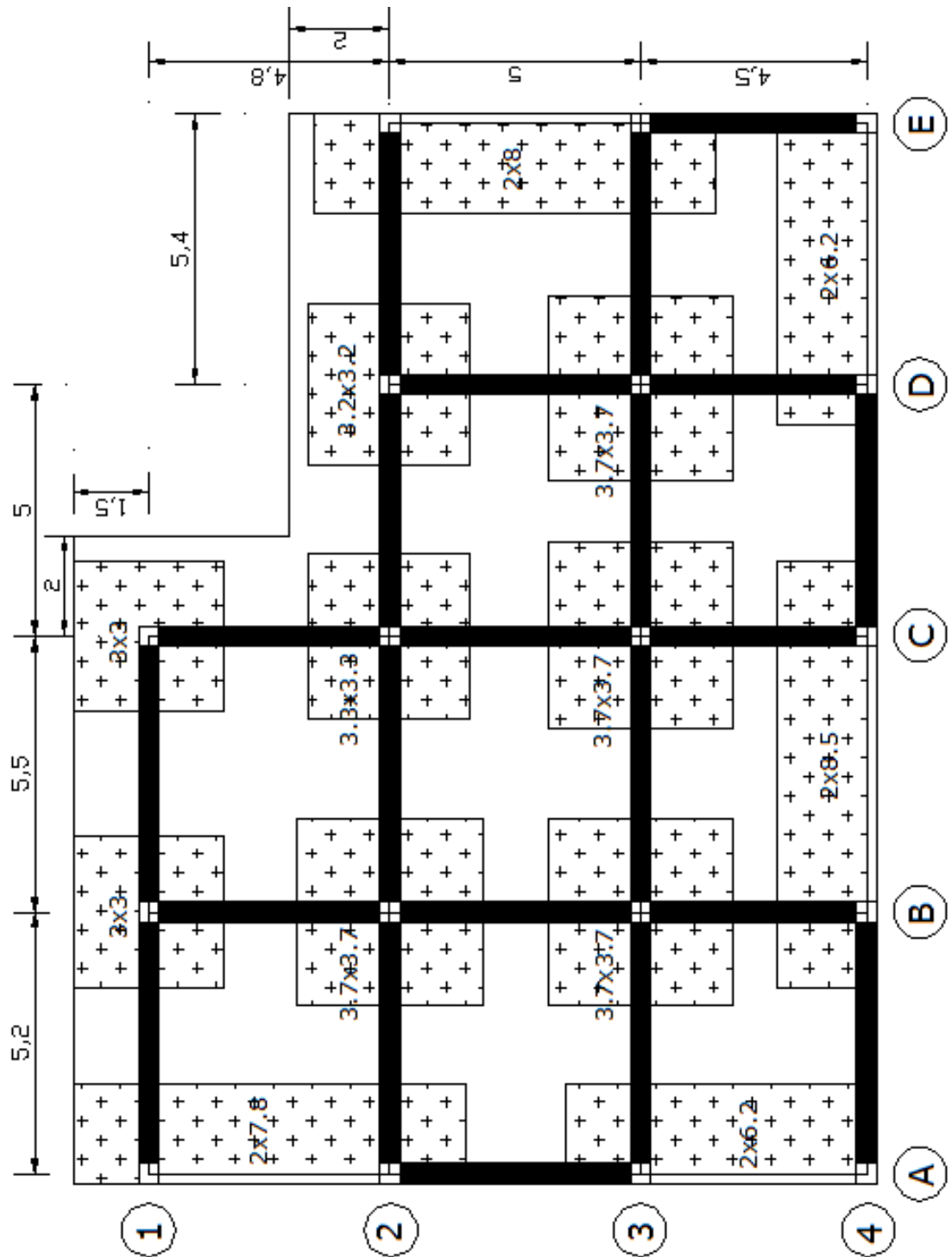
REDIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

Tabla A-8- Redimensionamiento en cimientos

DIMENSIONAMIENTO DE LOS CIMIENTOS		
UBICACIÓN COLUMNAS	CARGA Kn	DIMENSIONES m
1-a	2941.96	2x7.8
2-a		
3-a	20.16	2x6.2
4-a		
1-b	2491.23	3x3
2-b	3130.01	3.7x3.7
3-b	3034.19	3.7x3.7
1-c	2211.84	3x3
2-c	2975.98	3.3x3.3
3-c	2977.48	3.3x3.3
2-d	2793.90	3.2x3.2
3-d	2949.12	3.7x3.7
4-b	3100.75	2x8.5
4-c		
2-e	3202.84	2x8
3-e	2369.44	2x6.2
4-e		
4-d		

Fuente: Autor

Figura A-12- Esquema redimensionamiento cimentación



Fuente: Autor

ANÁLISIS GEOTÉCNICOS CORRESPONDIENTE PARA ZAPATAS REDIMENSIONADAS

- Asentamientos totales
- Asentamientos diferenciales
- Límite de asentamientos

ASENTAMIENTOS TOTALES

Asentamientos totales de las zapatas redimensionadas:

Tabla A-9- Asentamiento totales en zapatas

EJES	ASENTAMIENTOS DE ZAPATAS (m)				
	A	B	C	D	E
1	0.07463373	0.09005665	0.0838506		
2	0.07463373	0.08889656	0.09567858	0.09416022	0.07831264
3	0.07115089	0.08634912	0.08378551	0.08378551	0.07831264
4	0.07115089	0.07173757	0.07173757	0.07193797	0.07193797

Fuente: Autor

Los asentamientos totales no exceden los 15 cm que es lo establecido para construcciones entre medianeros

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES:

Tabla A-10- Asentamiento diferenciales en zapatas redimensionadas

z	A	diferencia	B	diferencia	C	diferencia	D	diferencia	E
1	0.07463373	0.01542293	0.09005665	0.00620605	0.0838506				
diferencia	0		0.00116009		0.01182798				
2	0.07463373	0.01426283	0.08889656	0.00678202	0.09567858	0.00151836	0.09416022	0.01584758	0.07831264
diferencia	0.00348284		0.00254745		0.01189307		0.01037471		0
3	0.07115089	0.01519823	0.08634912	0.00256361	0.08378551	0	0.08378551	0.00547287	0.07831264
diferencia	0		0.01461155		0.01204794		0.01184754		0.00637467
4	0.07115089	0.00058668	0.07173757	0	0.07173757	0.00020041	0.07193797	0	0.07193797

Fuente: Autor

LÍMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES:

Tabla A-11- Límite de asentamientos diferenciales

LÍMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJES VERTICALES						
Z	$\rho(\max) l/300$	A	B	C	D	E
(1-2)	0.016	0	0.00116009	0.01182798		
(2-3)	0.01666667	0.00348284	0.00254745	0.01189307	0.01037471	0
(3-4)	0.015	0	0.01461155	0.01204794	0.01184754	0.00637467

Fuente: Autor

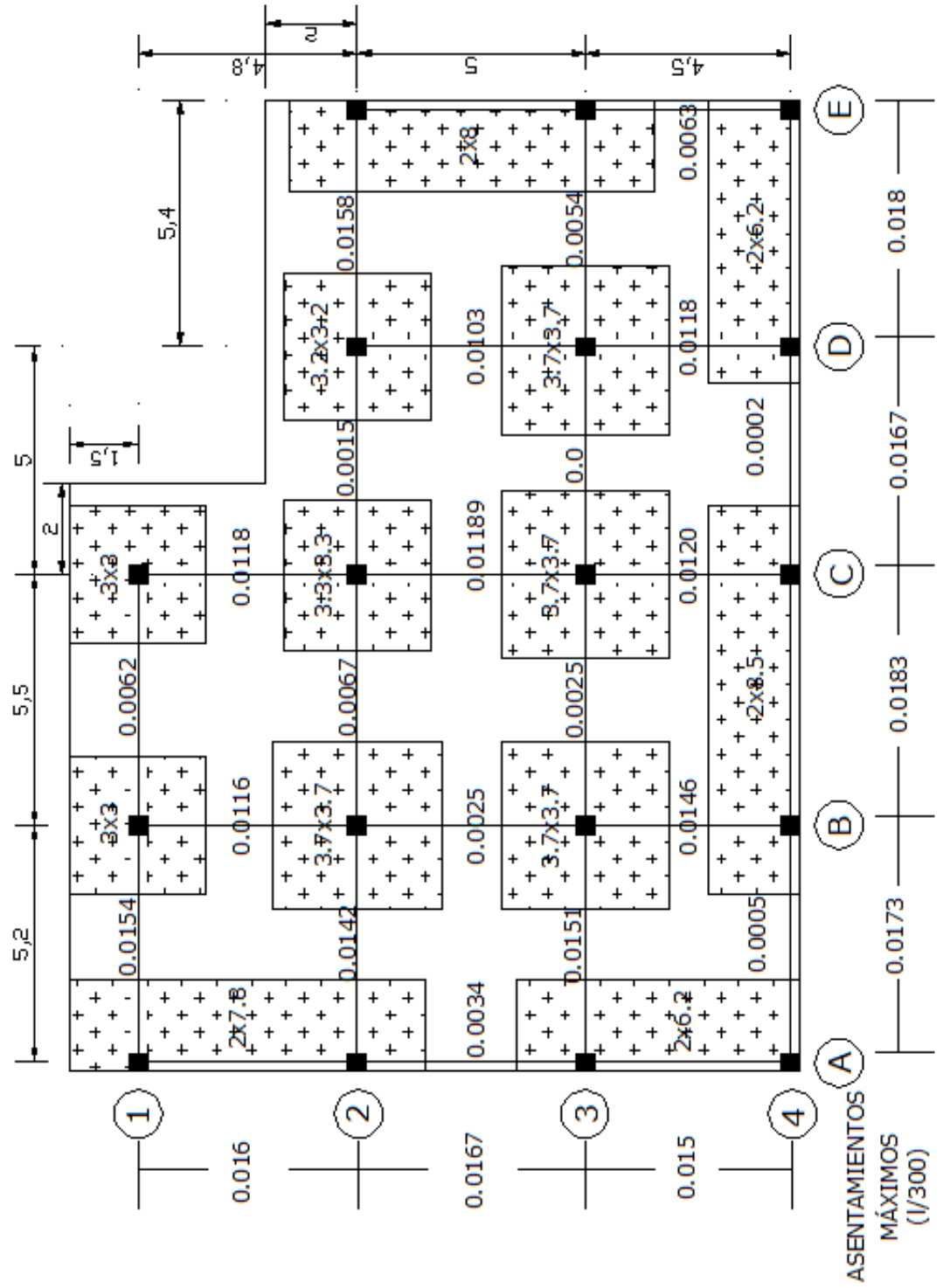
Tabla A-12-Límite de asentamientos diferenciales

LÍMITE DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJES HORIZONTALES				
Z	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)
$\rho(\max) l/300$	0.01733333	0.01833333	0.01666667	0.018
1	0.01542293	0.00620605		
2	0.01426283	0.00678202	0.00151836	0.01584758
3	0.01519823	0.00256361	0	0.00547287
4	0.00058668	0	0.00020041	0

Fuente: Autor

Todos los asentamientos cumplen

Figura A-13- Límite de Asentamientos diferenciales



Fuente: Autor

ANEXO B: ANÁLISIS TALUD DESLIZAMIENTO

TALUD DESLIZAMIENTO

Introducción:

El presente documento contiene los resultados de las investigaciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del mecanismo de falla de un deslizamiento de tierra que afecta algunas viviendas.

MARCO GEOLÓGICO:

El talud está ubicado sobre un coluvión reciente de arcillas, producto de deslizamientos que han ocurrido en el pasado en el sitio el cual se encuentra en un suelo de origen coluvio-aluvial.

La situación geológica es muy compleja por la cercanía al piedemonte del macizo de Santander y por encontrarse a un sitio muy cerca al contacto entre suelo de origen coluvio-aluvial. y los suelos del ígneo metamórfico.

En este contacto aparecen corrientes del agua subterránea, las cuales son re infiltradas.

Esta agua genera niveles freáticos altos en la zona de deslizamiento.

Los suelos en el sector son predominantemente arcillosos.

En la parte superior del deslizamiento se detectó la presencia de rellenos sueltos colocados sobre el coluvión

En esta zona de relleno se construyó un colector o alcantarillado, el cual se fracturó en el momento de la ocurrencia del deslizamiento

Aguas subterráneas:

En el sector sur oriental del deslizamiento se detectó la presencia de aguas subterráneas.

En las excavaciones del alcantarillado se estaba construyendo en el momento del deslizamiento, se pudo observar muy claramente la dirección y la localización de las principales corrientes de agua. En dos piezómetros colocados en el área deslizada (sondeos 7 y 8) se pudo observar que estos niveles de agua subterránea fluctúan de acuerdo a las lluvias

VARIACIONES DEL NIVEL FREATICO CON EL TIEMPO

Tabla B-1- Variación del nivel freático

FECHA	NIVEL FREATICO EN EL SONDEO 7	NIVEL FREATICO EN EL SONDEO 8
30-Nov	3.06	2.3
3-Dic	3.56	2.3
9-Dic	3.05	1.95
10-Dic	3.1	1.9
15-Dic	2.9	1.77
18-Dic	2.9	1.64
20-Dic	2.75	1.55
30-Dic		1.5

Fuente: Jaime Suarez D

Fotografía B-1- Corona de deslizamiento de tierra



Fuente: Jaime Suarez D

Fotografía B-2- Panorámica del sector norte del deslizamiento



Fuente: Jaime Suarez D

Fotografía B-3- Casas colapsadas, localizadas en el sector medio del deslizamiento



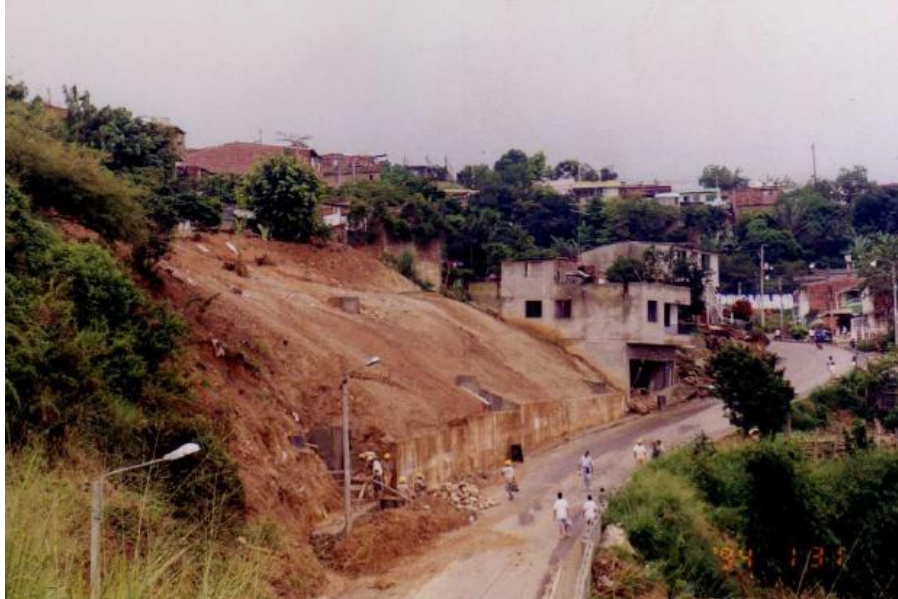
Fuente: Jaime Suarez D

Fotografía B-4- Casas localizadas en la pata del deslizamiento



Fuente: Jaime Suarez D

Fotografía B-5- Obras de estabilización del deslizamiento



Fuente: Jaime Suarez D

RESULTADO DE LOS SONDEOS Y ENSAYOS

Perforaciones:

Se realizaron ocho sondeos a profundidades diferentes empleando equipo de perforación a percusión con motor a gasolina de 16 HP, base y torre metálica

Ensayos de campo:

Se ejecutaron ensayos de penetración estándar cada 50 centímetros

Para cada ensayo se tomaron tres lecturas de número de golpes para penetración de 6 pulgadas

Para objeto del análisis se tomo el valor correspondiente a las ultimas 12 pulgadas

Muestras y ensayos de laboratorio:

Se tomaron muestras semialteradas con tubo partido (Split Spoon), empacadas en bolsa de polietileno debidamente referenciadas.

RESUMEN DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SONDEOS

Tabla B-2- Resumen ensayo penetración estándar

Profundidad (metros)	1	2	3	4	5	6	7	8
0.0 a 0.5	3	2	9	2	6	0	10	2
0.5 a 1.0	10	2	6	3	11	2	12	5
1.0 a 1.5	13	3	3	5	16	3	7	4
1.5 a 2.0	16	4	2	8	19	5	9	6
2.0 a 2.5	12	13	4	5	16	6	8	6
2.5 a 3.0	24	16	8	12	18	8	7	5
3.0 a 3.5	14	17	12	12	36	25	10	12
3.5 a 4.0	15	17	16	20	25	18	16	28
4.0 a 4.5	13	19	30	21	21	13	11	32
4.5 a 5.0	28	33	36	21	28	17	19	26
5.0 a 5.5	53	31	24	27	19	10	17	R
5.5 a 6.0	R	43	30	26	22	20	23	
6.0 a 6.5		49	29	30	17	18	20	
6.5 a 7.0		47	49	38	23	18	34	
7.0 a 7.5		R	62	R	43	16	27	
7.5 a 8.0			97		54	28	41	
8.0 a 8.5					R	29	R	
8.5 a 9.0						30		

Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-3-Sondeo # 1

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 1					LOCALIZACION:	
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION ESTANDAR-GOLPES			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	1	1	2	Arcilla arenosa con algo de grava color verdoso y blanco	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	3	5	5		Coluvion
1.0 a 1.5	TP	5	7	6		Coluvion
1.5 a 2.0	TP	8	7	9		Coluvion
2.0 a 2.5	TP	7	6	6		Coluvion
2.5 a 3.0	TP	18	13	11	Arena arcillo gravosa color verdoso	Aluvial
3.0 a 3.5	TP	5	8	6	Arena arcillo gravosa color marron	Aluvial
3.5 a 4.0	TP	7	6	9	Arcilla color gris y morado con algo de arena de grano grueso	Aluvial
4.0 a 4.5	TP	14	6	7		Aluvial
4.5 a 5.0	TP	8	11	17	Limo color morado (seco)	Aluvial
5.0 a 5.5	TP	30	37	16	Arena limosa color crema	Aluvial
5.5 a 6.0	TP	R	R	R		
Profundidad del nivel freático: 3.00 metros					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-4 Sondeo # 2

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 2					LOCALIZACION:	
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	1	1	1	Arcilla arenosa color marron	Relleno
0.5 a 1.0	TP	1	1	1		Relleno
1.0 a 1.5	TP	2	1	2	Arcilla color rojo	Relleno
1.5 a 2.0	TP	2	2	2	Arena arcillosa color crema	Relleno
2.0 a 2.5	TP	4	5	8		Coluvion
2.5 a 3.0	TP	8	8	8		Coluvion
3.0 a 3.5	TP	7	8	9		Coluvion
3.5 a 4.0	TP	9	9	8	Arcilla arenosa color marron y crema con algo de grava	Aluvial
4.0 a 4.5	TP	9	9	10		Aluvial
4.5 a 5.0	TP	16	18	15	Arena arcillosa color marron	Aluvial
5.0 a 5.5	TP	13	14	17	Arena arcillosa color verde	Aluvial
5.5 a 6.0	TP	18	19	24		Aluvial
6.0 a 6.5	TP	17	22	27		
6.5 a 7.0	TP	31	35	12		
Profundidad del nivel freático:					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-5- Sondeo # 3

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 3					LOCALIZACION:	
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	4	6	3	Arcilla arenosa color marrón con raíces	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	5	3	3		Coluvion
1.0 a 1.5	TP	1	1	2	Arena arcillosa con algo de grava color amarillo claro (humeda)	Coluvion
1.5 a 2.0	TP	1	1	1		Coluvion
2.0 a 2.5	TP	2	1	3	Arcilla arena color amarillo marrón	Coluvion
2.5 a 3.0	TP	3	3	5		Coluvion
3.0 a 3.5	TP	4	5	7	Limo arcilloso color marrón-amarillo	Coluvion
3.5 a 4.0	TP	6	7	9		Coluvion
4.0 a 4.5	TP	11	14	16	Arena de grano fino color amarillo	Aluvial
4.5 a 5.0	TP	19	18	18		Aluvial
5.0 a 5.5	TP	13	12	12	Arcilla color marrón	Aluvial
5.5 a 6.0	TP	12	13	17		Aluvial
6.0 a 6.5	TP	12	12	17	Arena fde grano fino color morado	Aluvial
6.5 a 7.0	TP	21	22	27		Aluvial
Profundidad del nivel freático:					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-6 - Sondeo # 4

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 4					LOCALIZACION:	
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	1	1	1	Arcilla arenosa color marrón	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	1	1	2		Coluvion
1.0 a 1.5	TP	1	2	3	Arcilla color marrón amarillo con abundante mica	Coluvion
1.5 a 2.0	TP	3	3	5		Coluvion
2.0 a 2.5	TP	2	2	3	Arena arcillo-gravosa colores marrón amarillo y verdoso	Coluvion
2.5 a 3.0	TP	4	6	6		Aluvial
3.0 a 3.5	TP	5	5	7	Arena arcillosa color marrón y verde	Aluvial
3.5 a 4.0	TP	9	9	11		Aluvial
4.0 a 4.5	TP	11	10	11	Arena arcillosa color marrón	Aluvial
4.5 a 5.0	TP	12	11	10		Aluvial
5.0 a 5.5	TP	11	13	14	Arena arcillosa colores amarillo marrón y gris	Aluvial
5.5 a 6.0	TP	13	13	13		Aluvial
6.0 a 6.5	TP	13	14	16	Arena gravo arcillosa color gris	Aluvial
6.5 a 7.0	TP	18	23	15		Aluvial
Profundidad del nivel freático: SUPERFICIAL					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-7 - Sondeo # 5

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 5					LOCALIZACION:	
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	0	3	3	Arena arcillosa color marrón	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	3	5	6	Arcilla arenosa con algo de grava color verdoso y blanco	Coluvion
1.0 a 1.5	TP	7	8	8		Coluvion
1.5 a 2.0	TP	9	10	9		Coluvion
2.0 a 2.5	TP	5	8	8		Coluvion
2.5 a 3.0	TP	10	9	9		Coluvion
3.0 a 3.5	TP	10	17	19		Coluvion
3.5 a 4.0	TP	14	12	13		Coluvion
4.0 a 4.5	TP	7	9	12	Arcilla arenosa color verde	Aluvial
4.5 a 5.0	TP	14	14	14	Grava arenosa cuarzosa color claro	Aluvial
5.0 a 5.5	TP	13	10	9	con arcilla color verdoso	Aluvial
5.5 a 6.0	TP	8	9	13	Arena arcillosa color marrón y verde	Aluvial
6.0 a 6.5	TP	13	8	9	Arcilla gravosa color morado	Aluvial
6.5 a 7.0	TP	9	11	12		Aluvial
7.0 a 7.5	TP	16	21	22	Arena arcillosa color marrón con abundante mica	Aluvial
7.5 a 8.0	TP	22	25	29		Aluvial
8.0 a 8.5	TP	12	R	R	Grava arenosa color blanco	
Profundidad del nivel freático: 6.25 metros					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO

Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-8 - Sondeo # 6

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:		
SONDEOS N°: 6					LOCALIZACION:		
FECHA: OCTUBRE 29					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION		
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO	
		6"	12"	18"			
0.0 a 0.5	TP	0	0	0	Limo arenoso color rojo	Relleno	
0.5 a 1.0	TP	1	1	1		Relleno	
1.0 a 1.5	TP	1	1	2		Relleno	
1.5 a 2.0	TP	2	2	3		Relleno	
2.0 a 2.5	TP	3	3	3	Limo arenoso con algo de grava color amarillo	Relleno	
2.5 a 3.0	TP	4	4	4		Relleno	
3.0 a 3.5	TP	4	14	11	Grava arenosa color blanco y ama	Coluvion	
3.5 a 4.0	TP	6	10	8	Limo arenoso con algo de grava color rojizo amarillo y crema	Coluvion	
4.0 a 4.5	TP	7	6	7		Coluvion	
4.5 a 5.0	TP	6	9	8		Coluvion	
5.0 a 5.5	TP	6	5	5		Coluvion	
5.5 a 6.0	TP	11	9	11		Coluvion	
6.0 a 6.5	TP	9	9	9		Arcilla arenosa color marrón amarillo, crema y morado	Aluvial
6.5 a 7.0	TP	9	9	9			Aluvial
7.0 a 7.5	TP	8	8	8	Aluvial		
7.5 a 8.0	TP	9	11	17	Aluvial		
8.0 a 8.5	TP	12	15	14	Limo arenoso con algo de grava color amarillo	Aluvial	
8.5 a 9.0	TP	13	15	15		Aluvial	
Profundidad del nivel freático: 8.00 metros					Cota superficie del terreno		
Observaciones:							
Operador:							

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO

Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-9 - Sondeo # 7

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 7					LOCALIZACION:	
FECHA: NOVIEMBRE 26					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	5	5	5	Arcilla arenosa color verdoso, marrón, blanco con granos de cuarzo	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	3	5	7		Coluvion
1.0 a 1.5	TP	3	3	4		Coluvion
1.5 a 2.0	TP	4	4	5		Coluvion
2.0 a 2.5	TP	4	4	4		Coluvion
2.5 a 3.0	TP	4	3	4		Coluvion
3.0 a 3.5	TP	3	4	6	Arcilla arenosa color crema muy humeda	Coluvion
3.5 a 4.0	TP	5	8	8	Arcilla arenosa color gris y marrón, presencia de granos de cuarzo "humeda"	Aluvial
4.0 a 4.5	TP	2	5	6	Arcilla arenosa color gris con algo de grava marrón y blanco, presencia de granos de cuarzo	Aluvial
4.5 a 5.0	TP	7	10	9		Aluvial
5.0 a 5.5	TP	6	8	9		Aluvial
5.5 a 6.0	TP	10	12	11		Aluvial
6.0 a 6.5	TP	6	9	11	Arcilla arenosa color gris con algo de grava marrón y blanco, presencia de granos de cuarzo	Aluvial
6.5 a 7.0	TP	13	16	18		Aluvial
7.0 a 7.5	TP	8	10	17		Aluvial
7.5 a 8.0	TP	17	19	22		Aluvial
8.0 a 8.5	TP	R				Aluvial
Profundidad del nivel freático: 2.75 a 3.5 metros					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

Tabla B-10- Sondeo # 8

PROYECTO: DESLIZAMIENTO EL REPOSO					EMPRESA:	
SONDEOS N°: 8					LOCALIZACION:	
FECHA: NOVIEMBRE 26					TIPO DE SONDEOS: PERCUSION	
PROF(m)	MUESTRA	PENETRACION			DESCRIPCION	TIPO SUELO
		6"	12"	18"		
0.0 a 0.5	TP	1	1	1	Arcilla color gris y marrón	Coluvion
0.5 a 1.0	TP	1	3	2		Coluvion
1.0 a 1.5	TP	2	2	2		Coluvion
1.5 a 2.0	TP	3	3	3	Arcilla color gris negruzco y marrón	Coluvion
2.0 a 2.5	TP	3	3	3		Coluvion
2.5 a 3.0	TP	3	3	2	Arcilla color blanco, marrón y rojizo	Coluvion
3.0 a 3.5	TP	2	5	7		Coluvion
3.5 a 4.0	TP	10	14	14	Arcilla color marrón y gris	Aluvial
4.0 a 4.5	TP	14	17	15		Aluvial
4.5 a 5.0	TP	15	17	9		Aluvial
5.0 a 5.5	TP	R	R	R		Aluvial
Profundidad del nivel freático:					Cota superficie del terreno	
Observaciones:						
Operador:						

CONVENCIONES: TP: TUBO PARTIDO R: RECHAZO
Fuente: Jaime Suarez D

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Tabla B-11 - Resumen ensayo de laboratorio

SONDEOS	Prof metros	Humedad W%	%Finos	% limite liquido	% limite plastico	%indice plastico	Clasificacion
1	4	17.44	39.13				SC
2	7	18.38	46.78				SC
3	2	24.47	40.61				SC
3	8	19.13	57.05				SC
4	3	23.12	42.44				SC
4	6	20.16	49.29				SC
5	5	18.31	56.2				SC
5	8	13.66	47.06				SC
6	3	24.51	65.34				ML
6	9	28.29	58.77				ML
1	5			39.59	15.8	23.8	CL
2	3			46.81	19.8	27.01	SC
3	4			49.61	23.82	25.8	CL
4	3			28.12	16.76	11.36	SC
5	2			27.58	14.76	13.42	SC
6	3			24.75	18.41	6.33	ML
7	2			45.33	25.23	20.1	CL
8	4			38.21	22.45	15.76	CL

Fuente: Jaime Suarez D

FACTORES DE SEGURIDAD

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software de computador SLOPE/W Versión 2007 de GEO-SLOPE International Ltd. SLOPE/W es un producto de software que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad de deslizamiento de los taludes

Método de análisis:

Aunque el programa permite trabajar con nueve diferentes métodos de análisis, para objeto del presente estudio se trabajo conjuntamente con los siguientes tres métodos

Método ordinario o de Fellenius

Método de Bishop simplificado

Método de Janbu simplificado

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados para todos los perfiles de talud ensayados

Geometría y estratigrafía:

El modelo geotécnico con los tipos de material de suelo encontrados en los sondeos y ensayos de acuerdo al modelo geológico obtenidos

Superficie de falla:

Para la definición de las superficies de falla se utilizó el sistema de red de centros de rotación y radios por puntos de dato, utilizando superficies circulares

Presión de poro:

Para modelar la presión de poro se utilizó la línea de nivel freático de acuerdo a los datos obtenidos en el suelo

Propiedades del suelo:

Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia de acuerdo al sistema de Mohr-Coulomb obtenidos en ensayos de corte directo drenados

Tabla B-12 - Propiedades del suelo

MANTO	DESCRIPCION	γ KN/m ³	ϕ Grados	C KN/m ²
1	Coluvión	16	15	12
2	Aluvial	18	23	15

Fuente: Jaime Suarez D

Cargas externas aplicadas:

De acuerdo al artículo 4.2.5 y la tabla 4-1 el valor mínimo para el análisis seudoestático de taludes es $K_{ST}/a_{max}=0.80$

$a_{max}= 0.25*0.8=0.2g$ El reglamento NSR-10 permite utilizar el 50% de los parámetros seudoestáticos (*Nota de tabla 1-1) de diseño se utilizo un coeficiente de 0.10 g

RESUMEN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS

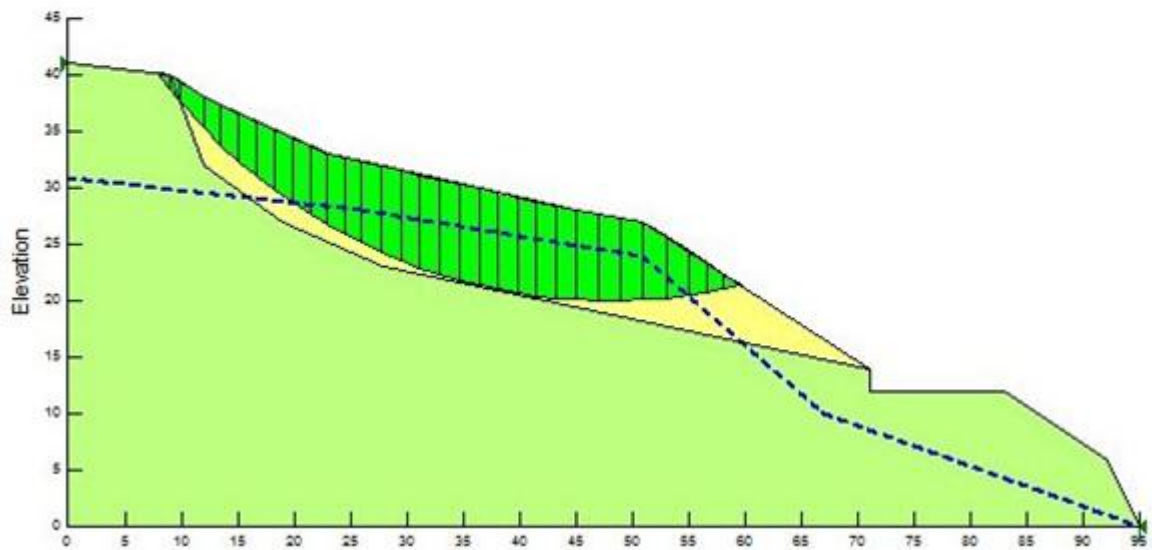
Tabla B-13 - Factores de seguridad

PERFIL	F.S FELLENIUS	F.S BISHOP	F.S JANBU
Talud Actual	0.902	0.942	0.893
Talud estabilizado con subdren profundo	1.06	1.152	1.081

Fuente: Elaboración Propia

TALUD ACTUAL

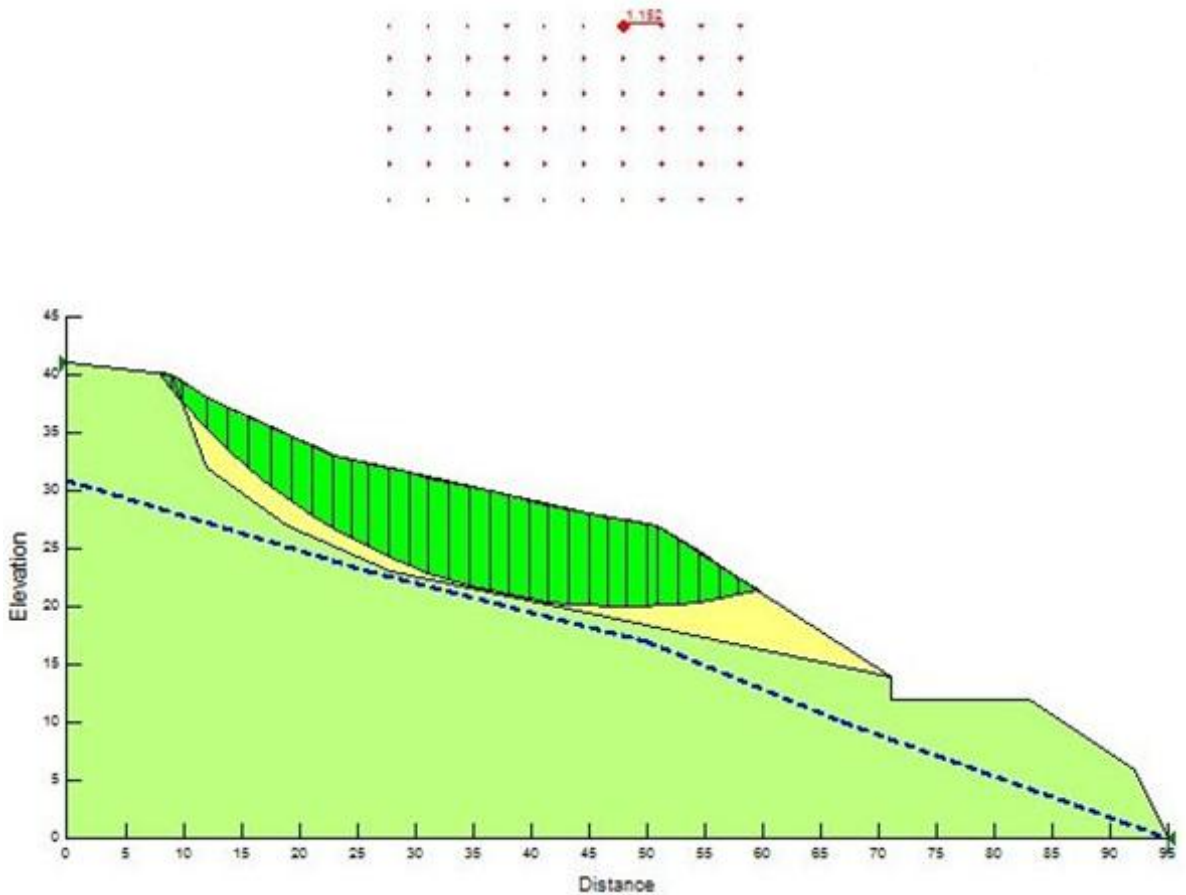
Figura B-1- Superficie de falla



Fuente: Autor

TALUD ESTABILIZADO CON SUBDREN PROFUNDO

Figura B-2- Superficie de falla



Fuente: Autor

Conclusiones del análisis del modelo matemático:

- 1 los factores de seguridad son bajos debido a que el suelo del coluvión del sitio es muy poco resistente
- 2 Al construir un subdren profundo el factor de seguridad aumenta ligeramente

TENER EN CUENTA:

- 1 El deslizamiento está directamente relacionado con la intensidad de las lluvias ocurridas en la zona en las semanas anteriores al deslizamiento
- 2 las casas destruidas por el movimiento se encontraban construidas sobre un coluvión de arcillas muy blandas depositadas en una antigua cárcava de erosión
- 3 La colocación de rellenos en la cabeza del coluvión facilitó la ocurrencia del movimiento

OBRAS DE ESTABILIZACION:

Se recomienda construir las siguientes obras

- a) subdrenes de penetración

construir un sistema de drenes de penetración de profundidad de 40 metros cada uno.

- b) subdren de zanja profundo

Se recomienda construir un subdren se zanja en el perímetro sur oriental del deslizamiento, y las aguas colectadas deben entregarse a un pozo de alcantarillado

- c) control de aguas de escorrentía

Se recomienda construir un sistema de recolección y conducción de aguas de escorrentía al suroriente del deslizamiento. Se sugiere un canal paralelo al subdren de la zanja

- d) arborización de la zona

Se recomienda arborizar toda la zona del deslizamiento y los solares al nororiente del mismo utilizando especies con raíz pivotante profundas

**ANEXO C: MEMORIAS DE DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCION EN
VOLADIZO Y EN GAVIONES**

DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO:

Tabla C-1- Datos y especificaciones de diseño Muro en Voladizo

1) DATOS DE DISEÑO				
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO EN CONCRETO		H=	4.5	m
		α=	0	°
2) ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO				
NORMAS DE DISEÑO			NSR-10	
CARGAS				
SOBRECARGA (q)			2.5	T/m ²
EMPUJE ACTIVO DEBIDO A SISMO			TEORIA METODO MONONOBE-OKABE	
EMPUJE ACTIVO ESTATICO			TEORIA DE RANKINE	
CONCRETOS				
f _c			175	kg/cm ²
PESO CONCRETO			2.1	T/m ³
ACERO DE REFUERZO CONVENCIONAL				
F _y		>=1/2"	0	kg/cm ²
F _y		<=3/8"	0	kg/cm ²
DATOS DEL SUELO				
COHESION RELLENO			0	T/m ²
PESO DE RELLENO			2	T/m ³
PESO DE FUNDACION			1.7	T/m ³
COHESION FUNDACION			3	T/m ²
Angulo de friccion interno del relleno			30	°
Angulo de friccion del material en la fundacion			28	°
ZONA DE AMENAZA SISMICA				
Coeficiente de aceleracion pico efectivo			0.25	
combinaciones de carga para estabilidad				
D: carga muerta				
E: presion de tierras				
EQ: carga debida al sismo				

Fuente: Autor

Tabla C-3- Presión de tierras debido a sobrecargas

4) PRESION DE TIERRAS DEBIDO A LA SOBRE CARGA (METODO ELASTICO)									
				Sobrecarga q: (Tn/m ²) 2.5 L1 (m) 1 L2 (m) 3 h (m) 4		$\Delta\sigma = 2.0 \frac{q}{\pi} [\beta - \text{sen } \beta \cos 2\delta]$			
Δh 0.266666667				P: q/90 [H*(θ2-θ1)] θ1: tan ⁻¹ (L2/H) θ2: tan ⁻¹ ((L2+L1)/H)					
Δh	β/2+α=θ2°	α	β	Δσ	θ1	θ2	Psi	Zi	Mi
0	0	0	0	0	0	0	0	0.177777778	0
0.266666667	86.1859252	83.91147185	4.54890664	0.249744306	75.06858282	86.1859252	0.082350684	0.4	0.03294027
0.533333333	82.4053566	77.95742486	8.895863549	0.47179619	61.92751306	82.4053566	0.15168773	0.666666667	0.10112515
0.8	78.6900675	72.25532837	12.8694783	0.646117255	51.34019175	78.6900675	0.202591672	0.933333333	0.18908556
1.066666667	75.0685828	66.89367314	16.34981936	0.764186301	43.15238973	75.0685828	0.236416245	1.2	0.28369949
1.333333333	71.5650512	61.92751306	19.27507623	0.828102592	36.86989765	71.5650512	0.257001137	1.466666667	0.376935
1.6	68.1985905	57.38075693	21.63566717	0.846771347	32.00538321	68.1985905	0.268097832	1.733333333	0.46470291
1.866666667	64.9831065	53.25252905	23.46115495	0.831715631	28.17859011	64.9831065	0.272626047	2	0.54525209
2.133333333	61.9275131	49.52476847	24.80548918	0.794065489	25.11483489	61.9275131	0.272686505	2.266666667	0.61808941
2.4	59.0362435	46.16913933	25.73420828	0.743033334	22.61986495	59.0362435	0.269750952	2.533333333	0.68336908
2.666666667	56.3099325	43.15238973	26.31508548	0.685502859	20.55604522	56.3099325	0.264843609	2.8	0.74156211
2.933333333	53.7461623	40.44004991	26.6122247	0.626227651	18.82471002	53.7461623	0.258677424	3.066666667	0.79327743
3.2	51.3401917	37.99873244	26.68291861	0.568262468	17.35402464	51.3401917	0.251749386	3.333333333	0.83916462
3.466666667	49.0856168	35.79740303	26.5764275	0.513416476	16.09081635	49.0856168	0.244405929	3.6	0.87986134
3.733333333	46.974934	33.80795991	26.3339482	0.462638548	14.99507913	46.974934	0.236887814	3.866666667	0.91596621
4	45	32.00538321	25.98923358	0.416311908	14.03624347	45	3.269772968		7.4650307
				P _s	3.269772968	Tn/m			
				z	2.283042514	m			

Fuente: Autor

Tabla C-4- Presión de tierras debido a sobrecargas

4) PRESION DE TIERRAS DEBIDO A LA SOBRE CARGA (METODO ELASTICO)									
				Sobrecarga q: (Tn/m ²)		2.5			
				L1 (m)		1			
L2 (m)		3							
b3 (m)		0.7							
h (m)		4							
$\Delta\sigma = 2.0 \frac{q}{\pi} [\beta - \text{sen } \beta \cos 2\delta]$									
P:					q/90 [H*(θ2-θ1)]				
θ1:					tan ⁻¹ (L2/H)				
θ2:					tan ⁻¹ ((L2+L1)/H)				
Δh		0.046666667							
Δh	β/2+α=θ2°	α	β	Δσ	θ1	θ2	Pv	Zi	Mi
0	0	0	0	0	0	0	0	0.031111111	0
0.046666667	89.3315796	88.93060298	0.80195317	1.62457E-05	87.32813541	89.3315796	0.002597057	0.07	0.00018179
0.093333333	88.663341	87.86195052	1.602781008	0.000129724	84.66784112	88.663341	0.010358703	0.116666667	0.00120852
0.14	87.995466	86.79478407	2.401363798	0.000436468	82.03038961	87.995466	0.023197519	0.163333333	0.00378893
0.186666667	87.3281354	85.72983891	3.196592999	0.001030133	79.42647658	87.3281354	0.040971564	0.21	0.00860403
0.233333333	86.6615295	84.66784112	3.987376676	0.002000869	76.86597769	86.6615295	0.063489687	0.256666667	0.01629569
0.28	85.9958271	83.60950469	4.772644748	0.003434261	74.35775354	85.9958271	0.09051835	0.303333333	0.02745723
0.326666667	85.3312057	82.5555287	5.551354006	0.00541036	71.90951063	85.3312057	0.121789455	0.35	0.04262631
0.373333333	84.6678411	81.5065947	6.322492837	0.008002819	69.52772048	84.6678411	0.157008658	0.396666667	0.0622801
0.42	84.0059071	80.46336424	7.085085619	0.011278146	67.21759427	84.0059071	0.195863649	0.443333333	0.08683288
0.466666667	83.345575	79.42647658	7.838196745	0.015295099	64.98310652	83.345575	0.238031998	0.49	0.11663568
0.513333333	82.6870138	78.39654663	8.580934244	0.020104204	62.82705885	82.6870138	0.283188246	0.536666667	0.15197769
0.56	82.0303896	77.37416312	9.312452969	0.025747423	60.75117366	82.0303896	0.331010026	0.583333333	0.19308918
0.606666667	81.3758656	76.35988697	10.03195735	0.032257964	58.75620767	81.3758656	0.381183125	0.63	0.24014537
0.653333333	80.7236018	75.35424996	10.73870367	0.039660221	56.84207612	80.7236018	0.433405466	0.676666667	0.29327103
0.7	80.0737545	74.35775354	11.4320019	0.047969848	55.0079798	80.0737545			
							2.372613505	1.24439443	
Pv					2.372613505	Tn/m			
x					0.524482572	m			

Fuente: Autor

Tabla C-5- Presión de tierras estado estático

4) PRESION DE TIERRAS ESTADO ESTÁTICO (TEORIA DE RANKINE)

α : ang. de inclinación del relleno superior
 ϕ : ang. Fricción interna del terreno
 c : Cohesión del relleno
 γ : peso unitario del relleno

Presion Activa de Tierra

$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (h')^2$

$K_a = \frac{\cos \alpha \cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$

$P_p = \frac{1}{2} \gamma K_p (h_p)^2$

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

α	0	°	0 rad	h_p	0.5	m
ϕ	30	°	0.523598776 rad	ϕ'	28	0.488692191 rad
γ	2	T/m ³			45	0.785398163 rad
h'	4.5	m				

Condicion Activa		Condicion Pasiva	
K_a	0.333333333	K_p	2.769826195
P_a	6.75 T/m	P_p	0.692456549 T/m

Fuente: Autor

Tabla C-6- Presión de tierras estado pseudo-estático

5) PRESION DE TIERRAS ESTADO PSEUDO ESTATICO (METODO MONONOBE-OKABE)														
		<p> θ: ang de inclinacion de la cara interna de la pantalla con la horizontal α: ang. de inclinacion del relleno superior ϕ: ang. de friccion interna del suelo de relleno δ: ang. de friccion entre el suelo de relleno y la pantalla del muro A_h: aceleracion horizontal del terreno debido al sismo A_v: aceleracion vertical del terreno debido al sismo para el analisis de la estabilidad se considera $\theta = 90^\circ$ y $\delta = (2/3)\phi$ </p>												
Presion de tierra														
P_{aE}	$1/2 \gamma (h')^2 K_{aE}$	h'	4.5	m										
K_{aE}	$\frac{\text{sen}^2(\theta + \delta - \psi)}{D_{ae} \cos \psi \text{sen}^2 \theta \text{sen}(\theta - \delta - \psi)}$	A_a	0.25											
		$A_h : A_a / 1$	0.25											
		A_v	0.04											
		ψ	14.59657553	°										
		ψ	0.254758302	rad										
D_{ae} :	$1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha - \psi)}{\text{sen}(\theta - \delta - \psi) \text{sen}(\theta + \alpha)}$													
ψ	$\text{Tan}^{-1} \frac{A_h}{1 - A_v}$													
θ	90	°	1.570796327	rad										
α	0	°	0											
ϕ	30	°	0.523598776	rad										
δ	0	°	0											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Condicion Activa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D_{ae}</td> <td>1.878144571</td> </tr> <tr> <td>K_{aE}</td> <td>0.53</td> </tr> <tr> <td>P_{aE}</td> <td>10.7 T/m</td> </tr> <tr> <td>$K_{dinamico} = \Delta K = K_{aE} - K_a$</td> <td>0.20</td> </tr> </tbody> </table>					Condicion Activa		D_{ae}	1.878144571	K_{aE}	0.53	P_{aE}	10.7 T/m	$K_{dinamico} = \Delta K = K_{aE} - K_a$	0.20
Condicion Activa														
D_{ae}	1.878144571													
K_{aE}	0.53													
P_{aE}	10.7 T/m													
$K_{dinamico} = \Delta K = K_{aE} - K_a$	0.20													

Fuente: Autor

Tabla C-7- Análisis para condición de cargas muertas y empuje (estático)

6) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS Y EMPUJE (D+E)						
EMPUJE DE TIERRAS						
Pa	6.75		B:	3.3	m	
Pah= Pa cos (α)	6.75					
Pav= Pa seno (α)	0		h'	4.5	m	
VOLCAMIENTO						
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO	MA (T-m/m)		
	hor	vert	(m)	Mvolcami	Mantivol	
Pah	6.75		1.5	10.125		
Pav		0	3.3		0	
1		6.3	1.175		7.4025	
2		0	0.8		0	
3		4.41	1.9		8.379	
4		0	0.533333333		0	
5		0	1.7		0	
6		0	2.833333333		0	
7		3.465	1.65		5.71725	
T1		0	3.3		0	
T2		0	3.3		0	
8		0	2.716666667		0	
9		4.2	2.25		9.45	
10		5.6	2.95		16.52	
11		0	3.066666667		0	
TOTAL	6.75	23.975		10.125	47.46875	
						Fs volcamient
						4.688271605
						>
						3
DESlizamientos						
						criterio
						OK
φ'		28 °		0.488692191	rad	
Froz=∑Fvert*tanφ+C*B+Pp		23.34019017	T/m			
FS Desli:	Froz/Pah	3.457805952		>	1.6	
		criterio				OK
PRESIONES DE CONTACTO						
∑MA=	Mantivolc-Mvolcami		37.34375	T-m/m		
∑Fvert:			23.975	T-m		
Xcg	∑MA/∑Fvert		1.557612096	m		
e=	B/2-Xcg		0.092387904	m	<	B/6: 0.55 m
				criterio		OK
						Resultante en el tercio central
qmax:	(∑Fvert/B)*(1+6e/B)		8.48553719	T/m ²		
qmin:	(∑Fvert/B)*(1-6e/B)		6.04476584	T/m ²		

Fuente: Autor

Tabla C-8- Análisis para condición de cargas muertas, sobrecarga y empuje (seudo estático)

7) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS, SOBRECARGA Y EMPUJE (D+L+E)						
EMPUJE DE TIERRAS						
Pa	6.75		B:	3.3	m	
Pah= Pa cos (α)	6.75					
Pav= Pa seno (α)	0		h'	4.5	m	
VOLCAMIENTO						
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO	MA (T-m/m)		
	hor	vert	(m)	Mvolcami	Mantivol	
Pah	6.75		1.5	10.125		
Ps	3.269772968		2.283042514	7.465030695		
Pav	0		3.3		0	
Pv		2.372613505	0.524482572		1.24439443	
1		6.3	1.175		7.4025	
2		0	0.8		0	
3		4.41	1.9		8.379	
4		0	0.533333333		0	
5		0	1.7		0	
6		0	2.833333333		0	
7		3.465	1.65		5.71725	
T1		0	3.3		0	
T2		0	3.3		0	
8		0	2.716666667		0	
9		4.2	2.25		9.45	
10		5.6	2.95		16.52	
11		0	3.066666667		0	
TOTALES	10.01977297	26.3476135		17.5900307	48.7131444	
						Fs volcamient
						2.769360968
						criterio
						>
						2
						OK
DESPLIZAMIENTOS						
φ'		28 °		0.488692191	rad	
Froz= ΣFvert*tanφ+C*B+Pp	24.60173115	T/m				
FS Desli:	Froz/Pah	3.644700911	>	1.05		
		criterio				OK
PRESIONES DE CONTACTO						
ΣMA=	Mantivolc-Mvolcami	31.12311374	T-m/m			
ΣFvert:		26.3476135	T-m			
Xcg	ΣMA/ΣFvert	1.181249821	m			
e=	B/2-Xcg	0.468750179	m	<	B/4:	0.825 m
			criterio		OK	Resultante en el tercio central
qmax:	(ΣFvert/B)*(1+6e/B)	14.78878015	T/m ²			
qmin:	(ΣFvert/B)*(1-6e/B)	1.179470459	T/m ²			

Fuente: Autor

Tabla C-9- Análisis para condición de cargas muertas, empuje y sismo (Sismo)

8) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS, EMPUJE Y SISMO (D+E+EQ)					
Aa	0.25				
EMPUJE DE TIERRAS					
Pa	6.75		B:	3.3	m
Pah= Pa cos (α)	6.75				
Pav= Pa seno (α)	0		h'	4.5	m
INCREMENTO POR SISMO					
ΔPaE:	$1/2\gamma(h')^2\Delta K_{aE}$	4.0		ΔKaE:	0.20
ΔPaEH:	ΔPaE cos (α)	3.950855464			
ΔPaEV:	ΔPaE seno (α)	0			
VOLCAMIENTO					
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO (m)	MA (T-m/m)	
	hor	vert		Mvolcami	Mantivol
Pah	6.75		1.5	10.125	
Pav		0	3.3		0
ΔPaEH	3.950855464		3.011729317	11.89890723	
ΔPaEV		0	3.3		
1		6.3	1.175		7.4025
2		0	0.8		0
3		4.41	1.9		8.379
4		0	0.533333333		0
5		0	1.7		0
6		0	2.833333333		0
7		3.465	1.65		5.71725
T1		0	3.3		0
T2		0	3.3		0
8		0	2.716666667		0
9		4.2	2.25		9.45
10		5.6	2.95		16.52
11		0	3.066666667		0
1	1.575		2.5	3.9375	
2	0		1.833333333	0	
3	1.1025		1.833333333	2.02125	
4	0		0.5	0	
5	0		0.5	0	
6	0		0.5	0	
7	0.86625		0.25	0.2165625	
T1	0		0	0	
T2	0		0	0	
8	0		4.5	0	
9	1.05		3.166666667	3.325	
10	1.4		2.5	3.5	
11	0		0.5	0	
TOTALES	16.69460546	23.975		35.02421973	47.46875
				Fs volcamient	
				1.355312135	> 1.1
				critero	OK

Fuente: Autor

Tabla C-10- Análisis para condición de cargas muertas, empuje y sismo (Sismo)

DESPLAZAMIENTOS						
PaEh		16.69460546				
ϕ'		28 °		0.488692191 rad		
Froz= $\Sigma F_{vert} \cdot \tan \phi + C \cdot B + P_p$		23.34019017 T/m				
FS Desli:	Froz/PaEh	1.39806779	>	1.1		
		criterio	OK			
PRESIONES DE CONTACTO						
$\Sigma MA =$	Mantivolc-Mvolcami	12.44453027 T-m/m				
$\Sigma F_{vert}:$		23.975 T-m				
Xcg	$\Sigma MA / \Sigma F_{vert}$	0.519062785 m				
e=	$B/2 - X_{cg}$	1.130937215 m				
						criterio
qmax:	$(\Sigma F_{vert}/B) \cdot (1+6e/B)$	22.20411555 T/m ²	<	qadm		OK
qmin:	$(\Sigma F_{vert}/B) \cdot (1-6e/B)$	0 T/m ²				

Fuente: Autor

Tabla C-11- Capacidad de carga

9) CALCULO CAPACIDAD CARGA ULTIMA									
METODO DE HANSEN PARA CIMIENTOS									
$q_{ul\lim} = CN_c A_c i_c + \eta N_q p_q i_q + D.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$									
PARAMETROS									
α	0	°	Angulo de inclinación del talud						
ϕ	28	°	Angulo de fricción del suelo		0.488692191	rad			
γ	1.7	t/m ³	Peso unitario del suelo						
C	3	t/m ²	Cohesión						
q	1.7	t/m ²	Sobrecarga						
b	0	m	Distancia horizontal desde la corona del talud a la base del muro						
D	1	m	Nivel de desplante						
B	3.3	m	Ancho de la base del muro						
L	12	m	Longitud del muro						
e(D+E)	0.092387904	m	Excentricidad						
e(D+L+E)	0.468750179	m	Excentricidad						
e(D+E+EQ)	1.130937215	m	Excentricidad						
Pa1(D+E)	6.75	Ton/m	Fuerza Horizontal						
Pa2(D+L+E)	10.01977297	Ton/m	Fuerza Horizontal						
Pa3(D+E+EQ)	16.69460546	Ton/m	Fuerza Horizontal						
$\gamma Fv1(D+E)$	23.975	Ton/m	Fuerza Vertical						
$\gamma Fv2(D+L+E)$	26.3476135	Ton/m	Fuerza Vertical						
$\gamma Fv3(D+E+EQ)$	23.975	Ton/m	Fuerza Vertical						
C	N_c	N_q	Sc	dc	q	Sq	dq	γ	F
3	25.79	14.7	1.147970129	1.128401674	1.7	1.13803284	1.096079866	1.7	3.11522419
			1.112216443	1.169312195		1.10468028	1.126692219		2.36249964
			1.049309958	1.385309843		1.04599843	1.288318033		1.03812557
N_{γ}	S_{γ}	d_{γ}	L	qult		qadm (qult/FS)		FS=3	
10.9	0.89615919	1	12	Q1(D+E)	157.2602262	Ton/m ²	52.42007539	Ton/m ²	
	0.92125001	1		Q2(D+L+E)	151.8901266	Ton/m ²	50.63004221	Ton/m ²	
	0.96539581	1		Q3(D+E+EQ)	155.4279265	Ton/m ²	51.80930882	Ton/m ²	

Fuente: Autor

DISEÑO DE MURO EN GAVIONES:

Tabla C-12- Datos y especificaciones de diseño Muro en Voladizo

1) DATOS DE DISEÑO							
CALCULO DE ESTABILIDAD LATERAL		H=	6	m			
		β =	15	°			
		β =	0.261799388	rad			
2) ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO							
NORMAS DE DISEÑO					NSR-10		
CARGAS							
SOBRECARGA (q)			1	T/m ²			
EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA					TEORIA DE ELASTICIDAD		
EMPUJE ACTIVO DEBIDO A SISMO					TEORIA METODO MONONOBE-OKABE		
EMPUJE ACTIVO ESTATICO					TEORIA DE RANKINE		
GAVIONES							
PESO GAVION			1.6	T/m ³			
DATOS DEL SUELO							
PESO DE FUNDACIÓN			1.6	T/m ³			
PESO DE RELLENO			1.8	T/m ³			
COHESION SUELO DE RELLENO			0	T/m ²			
COHESION SUELO DE FUNDACION			2	T/m ²			
Angulo de friccion interno del relleno			30	°			
Angulo de friccion del material en la fundacion			28	°			
ZONA DE AMENAZA SISMICA H.6.8 Y A2.3.3							
Coeficiente de aceleracion pico efectivo			0.25				
combinaciones de carga para estabilidad							
D: carga muerta							
E: presion de tierras							
EQ: carga debida al sismo							

Fuente: Autor

Tabla C-13- Dimensionamiento de los elementos

3)DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS									
				b1	6	m			
				b2	5	m			
				b3	4	m			
				b3-1	3	m			
				b3-2	2	m			
				b3-3	1	m			
				b3-4	0	m			
				h1	1	m			
				h2	1	m			
				h3	1	m			
				h3-1	1	m			
				h3-2	1	m			
				h3-3	1	m			
				h3-4	0	m			
				a1	1	m			
				a2	1	m			
				a3	1	m			
				a4	1	m			
				a5	1	m			
a6	1	m							
MURO				critero	OK	B	6	m	
						H	6	m	
						β	15	°	
ELEMENTO	b(x)	h(y)	X	Y	A	peso	Xpeso		
1	6	1	3	0.5	6	9.6	28.8		
2	5	1	3.5	1.5	5	8	28		
3	4	1	4	2.5	4	6.4	25.6		
3-1	3	1	4.5	3.5	3	4.8	21.6		
3-2	2	1	5	4.5	2	3.2	16		
3-3	1	1	5.5	5.5	1	1.6	8.8		
3-4	0	0	6	6	0	0	0		
4	0	0	0	0	0	0	0		
5	0	0	0	0	0	0	0		
6	0	0	0	0	0	0	0		
7	0	0	0	0	0	0	0		
8	0	0	0	0	0	0	0		
9	0	0	0	0	0	0	0		
						33.6	128.8		
PESO TOTAL						33.6	Ton/m		

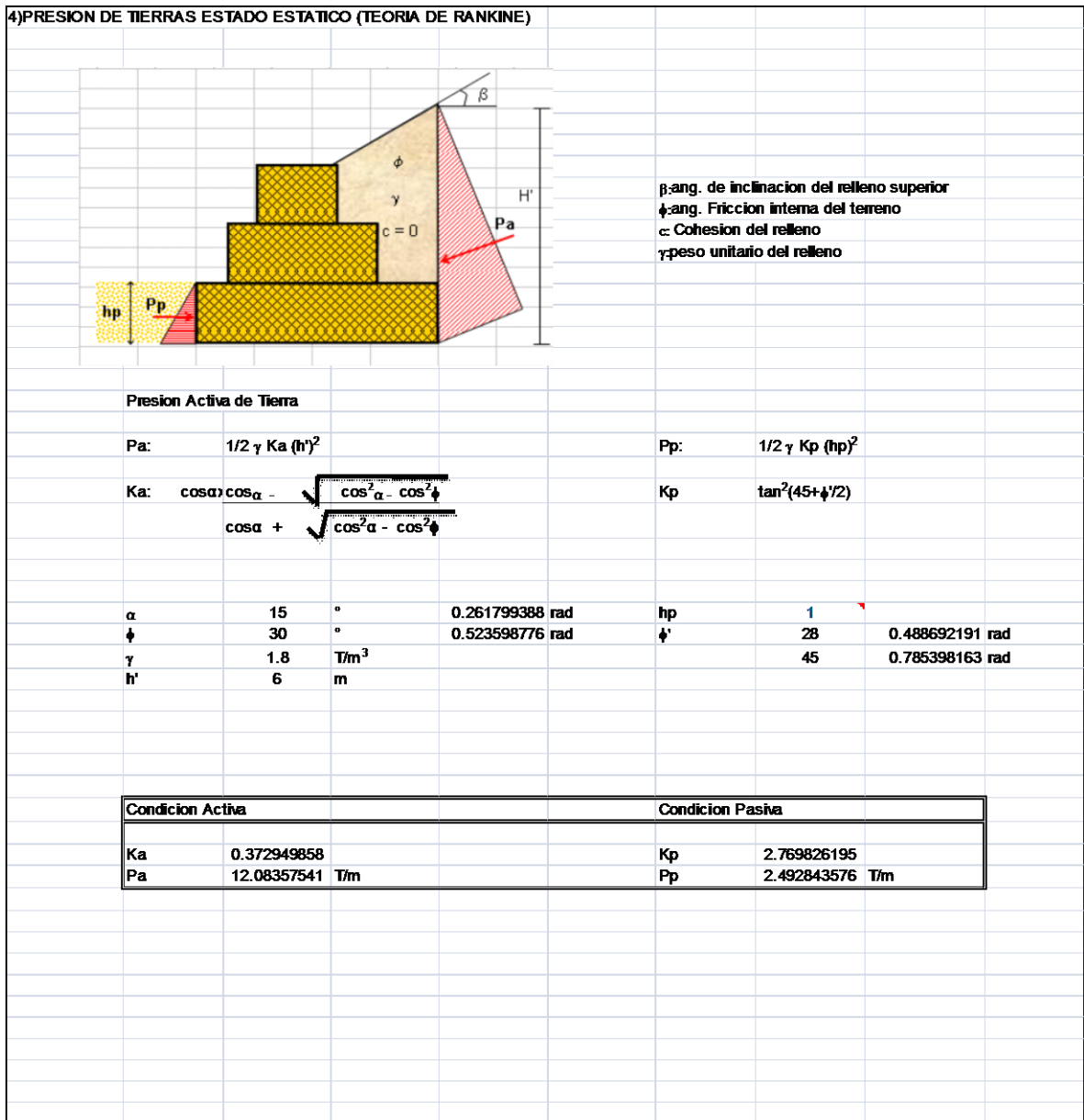
Fuente: Autor

Tabla C-14- Presión de tierras debido a sobrecargas

4) PRESION DE TIERRAS DEBIDO A LA SOBRE CARGA (METODO ELASTICO)									
				Sobrecarga q: (Tn/m ²) 1 L1 (m) 1 L2 (m) 1 h (m) 6		$\Delta\sigma = 2.0 \frac{q}{\pi} [\beta - \text{sen } \beta \cos 2\delta]$			
Δh 0.4				P: q/90 [H*(θ2-θ1)] θ1: tan ⁻¹ (L2/H) θ2: tan ⁻¹ ((L2+L1)/H)					
Δh	β/2+α=θ2°	α	β	Δσ	θ1	θ2	Psi	Zi	Mi
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.4	78.6900675	65.99661577	25.38690351	0.46468333	68.19859051	78.6900675	0.046628787	0.6	0.02797727
0.8	68.1985905	54.55042179	27.29633744	0.398827708	51.34019175	68.1985905	0.074926217	1	0.07492622
1.2	59.0362435	45.61871161	26.83506372	0.304373583	39.80557109	59.0362435	0.085469655	1.4	0.11965752
1.6	51.3401917	38.76515056	25.15008237	0.221025688	32.00538321	51.3401917	0.085932482	1.8	0.15467847
2	45	33.48027063	23.03945873	0.158485137	26.56505118	45	0.081933106	2.2	0.18025283
2.4	39.8055711	29.34598307	20.91917605	0.114318506	22.61986495	39.8055711	0.076380916	2.6	0.19859038
2.8	35.5376778	26.05520951	18.96493657	0.083658844	19.65382406	35.5376778	0.070594905	3	0.21178472
3.2	32.0053832	23.39004087	17.23068467	0.062312885	17.35402464	32.0053832	0.065117149	3.4	0.22139831
3.6	29.0546041	21.19641248	15.71638325	0.047269113	15.524111	29.0546041	0.060135525	3.8	0.22851499
4	26.5650512	19.36437467	14.40135301	0.036494915	14.03624347	26.5650512	0.05568359	4.2	0.23387108
4.4	24.4439548	17.81430266	13.25930424	0.028643855	12.80426607	24.4439548	0.05173195	4.6	0.23796697
4.8	22.6198649	16.4875795	12.2645709	0.022823717	11.76828893	22.6198649	0.048229227	5	0.24114613
5.2	21.037511	15.34033668	11.3943487	0.018437726	10.88552705	21.037511	0.045119929	5.4	0.24364762
5.6	19.6538241	14.3392206	10.62920691	0.015081292	10.12467166	19.6538241	0.042351788	5.8	0.24564037
6	18.4349488	13.45849415	9.952909349	0.012475894	9.462322208	18.4349488			
							0.890235226	2.62005288	
				Ps	0.890235226	Tn/m			
				z	2.943101777	m			

Fuente: Autor

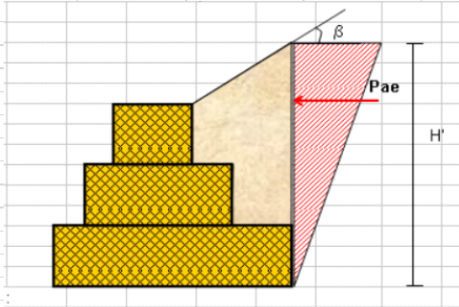
Tabla C-15- Presión de tierras estado estático



Fuente: Autor

Tabla C-16- Presión de tierras estado pseudo-estático

5) PRESION DE TIERRAS ESTADO PSEUDO ESTATICO (METODO MONONOBE-OKABE)



α : ang de inclinacion de la cara interna de la pantalla con la horizontal
 β : ang. de inclinacion del relleno superior
 ϕ : ang. de friccion interna del suelo de relleno
 δ : ang. de friccion entre el suelo de relleno y la pantalla del muro
 A_h : aceleracion horizontal del terreno debido al sismo
 A_v : aceleracion vertical del terreno debido al sismo

para el analisis de la estabilidad se considera $\theta = 90^\circ$ y $\delta = (2/3)\phi$

Presion de tierra			
PaE	$1/2\gamma(h')^2 \cdot KaE$	h'	6 m
KaE	$\frac{\text{sen}^2(\alpha + \theta - \psi)}{Dae \cos \theta \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta - \psi)}$	Aa	0.25
		$A_h: Aa/2$	0.125
		A_v	0
Dae :	$1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \psi) \text{sen}(\alpha + \beta)}$	ψ	7.125016349 °
		ψ	0.124354995 radianes
ψ	$\text{Tan}^{-1} \frac{A_h}{1 - A_v}$		
α	90 °		1.570796327 rad
β	15 °		0.261799388 rad
ϕ	30 °		0.523598776 rad
δ	0 °		0 rad

Condicion Activa	
Dae	1.606169261
Kae	0.536779931
PaE	17.39166977 T/m
$K_{dinamico} = K_a - K_e - K_a$	0.163830073

Fuente: Autor

Tabla C-17- Análisis para condición de cargas muertas y empuje (estático)

6) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS Y EMPUJE (D+E)					
EMPUJE DE TIERRAS					
Pa	12.08357541		B:	6	m
Pah= Pa cos (β)	11.67183756		h'	6	m
Pav= Pa seno (β)	0				
VOLCAMIENTO					
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO (m)	MA (T-m/m)	
	b	vert		Mvolcami	Mantivol
Pah	11.67183756		2	23.34367513	
Pav		0	6		0
1		9.6	3		28.8
2		8	3.5		28
3		6.4	4		25.6
3-1		4.8	4.5		21.6
3-2		3.2	5		16
3-3		1.6	5.5		8.8
3-4		0	6		0
4		0	0		0
5		0	0		0
6		0	0		0
7		0	0		0
8		0	0		0
9		0	0		0
TOTAL	11.67183756	33.6		23.34367513	128.8
				Fs volcamient	
				5.517554511	> 3
				critero	OK
DESlizAMIENTOS					
φ'	28	°	0.488692191	rad	
k1	0.8				
k2	0.7				
Froz**=ΣFvert*tan(k1φ)+(k2c)*B+Pp			24.74176421	T/m	
FS Desli: Froz/Pah			2.119783117	> 1.6	
			critero	OK	
**=K1 y K2 : factores correccion de los parametros de resistencia al corte (Suarez Diaz J , control de erosion en zonas tropicales,UIS 2001)					
PRESIONES DE CONTACTO					
ΣMA=	Mantivolc-Mvolcami		105.4563249	T-m/m	
ΣFvert:			33.6	T-m	
Xcg	ΣMA/ΣFvert		3.138581097	m	
e=	B/2-Xcg		0.138581097	m	< B/6: 1 m
			critero	OK	Resultante en el tercio central
qmax:	(ΣFvert/B)*(1+6e/B)		6.376054145	T/m ²	
qmin:	(ΣFvert/B)*(1-6e/B)		4.823945855	T/m ²	

Fuente: Autor

Tabla C-18- Análisis para condición de cargas muertas, sobrecarga y empuje (seudo estático)

7) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS, SOBRECARGA Y EMPUJE (D+L+E)					
EMPUJE DE TIERRAS					
Pa	12.08357541		B:	6	m
Pah= Pa cos (β)	11.67183756		h'	6	m
Pav= Pa seno (β)	0				
VOLCAMIENTO					
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO	MA (T-m/m)	
	hor	vert	(m)	Mvolcami	Mantivol
Pah	11.67183756		2	23.34367513	
Ps	0.890235226		2.943101777	2.620052876	
Pav		0	6		0
1		9.6	3		28.8
2		8	3.5		28
3		6.4	4		25.6
3-1		4.8	4.5		21.6
3-2		3.2	5		16
3-3		1.6	5.5		8.8
3-4		0	6		0
4		0	0		0
5		0	0		0
6		0	0		0
7		0	0		0
8		0	0		0
9		0	0		0
TOTAL	12.56207279	33.6		25.963728	128.8
				Fs volcamient	4.960766805
				critério	> 2
OK					
DESGLIZAMIENTOS					
φ'		28	°	0.488692191	
k1		0.8			
k2		0.6			
Froz**=ΣFvert*tan(k1φ)+(k2c)*B+Pp			23.54176421	T/m	
FS Desli: Froz/Pah			1.874035011	>	1.05
				critério	OK
**=K1 y K2 : factores correccion de los parametros de resistencia al corte (Suarez Diaz J , control de erosion en zonas tropicales,UIS 2001)					
PRESIONES DE CONTACTO					
ΣMA=	Mantivolc-Mvolcami		102.836272	T-m/m	
ΣFvert:			33.6	T-m	
Xcg	ΣMA/ΣFvert		3.060603333	m	
e=	B/2-Xcg		0.060603333	m	< B/4: 1.5 m
				critério	OK
Resultante en el tercio central					
qmax:	(ΣFvert/B)*(1+6e/B)		5.939378666	T/m ²	
qmin:	(ΣFvert/B)*(1-6e/B)		5.260621334	T/m ²	

Fuente: Autor

Tabla C-19- Análisis para condición de cargas muertas, empuje y sismo (sismo)

8) ANALISIS PARA CONDICION DE CARGAS MUERTAS, EMPUJE Y SISMO (D+E+EQ)						
Aa	0.25					
EMPUJE DE TIERRAS						
Pa	12.08357541		B:	6	m	
Pah= Pa cos (α)	11.67183756		h'	6	m	
Pav= Pa seno (α)	0					
INCREMENTO POR SISMO						
ΔPaE:	$1/2\gamma(h')^2\Delta K_{aE}$	5.308094358	ΔKaE:	0.163830073		
ΔPaEH:	ΔPaE cos (α)	5.127225428				
ΔPaEV:	ΔPaE seno (α)	0				
VOLCAMIENTO						
ELEMENTO	CARGA (TON)		BRAZO (m)	MA (T-m/m)		
	hor	vert		Mvolcami	Mantivol	
Pah	11.67183756		2	23.34367513		
Pav		0	6		0	
ΔPaEH	5.127225428		2.450895338	12.5662929		
ΔPaEV		0	6			
1		9.6	3		28.8	
2		8	3.5		28	
3		6.4	4		25.6	
3-1		4.8	4.5		21.6	
3-2		3.2	5		16	
3-3		1.6	5.5		8.8	
3-4		0	6		0	
4		0	0		0	
5		0	0		0	
6		0	0		0	
7		0	0		0	
8		0	0		0	
9		0	0		0	
1	2.4		0.5	1.2		
2	2		1.5	3		
3	1.6		2.5	4		
3-1	1.2		3.5	4.2		
3-2	0.8		4.5	3.6		
3-3	0.4		5.5	2.2		
3-4	0		6	0		
4	0		0	0		
5	0		0	0		
6	0		0	0		
7	0		0	0		
8	0		0	0		
9	0		0	0		
TOTALES	25.19906299	33.6		54.10996803	128.8	
						Fs volcamient
						2.380337758
						criterio
						>
						OK
						1.1

Fuente: Autor

Tabla C-20- Análisis para condición de cargas muertas, empuje y sismo (sismo)

DESlizamientos						
PaEh			25.19906299			
ϕ'			28	°	0.48869219	rad
k1			0.9			
k2			0.85			
Froz**=	$\sum F_{vert} \tan(k1\phi) + (k2c) \cdot B + Pp$		28.50380342	T/m		
FS Desli:	Froz/PaEh		1.13114537	>	1.1	
			criterio	OK		
**=K1 y K2 : factores correccion de los parametros de resistencia al corte (Suarez Diaz J , control de erosion en zonas tropicales,UIS 2001)						
PRESIONES DE CONTACTO						
$\sum MA=$	Mantivolc-Mvolcami		74.69003197	T-m/m		
$\sum F_{vert}:$			33.6	T-m		
Xcg	$\sum MA / \sum F_{vert}$		2.222917618	m		
e=	$B/2 - Xcg$		0.777082382	m		
qmax:	$(\sum F_{vert}/B) \cdot (1+6e/B)$		9.951661338	T/m ²	<	qadm
qmin:	$(\sum F_{vert}/B) \cdot (1-6e/B)$		1.248338662	T/m ²		criterio OK

Fuente: Autor

Tabla C-21- Capacidad de carga

9) CALCULO CAPACIDAD CARGA ULTIMA									
METODO DE HANSEN PARA CIMIENTOS									
$q_{ultimo} = CN_c s_c d_c + \eta N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$									
PARAMETROS									
β	15	°	Angulo de inclinación del talud						
ϕ	28	°	Angulo de fricción del suelo			0.488692191	rad		
γ	1.6	t/m ³	Peso unitario del suelo						
C	2	t/m ²	Cohesión						
q	1.6	t/m ²	Sobrecarga						
b	1	m	Distancia horizontal desde la corona del talud a la base del muro						
D	1	m	Nivel de desplante						
B	6	m	Ancho de la base del muro						
L	9	m	Longitud del muro						
e(D+E)	0.138581097	m	Excentricidad						
e(D+L+E)	0.060603333	m	Excentricidad						
e(D+E+EQ)	0.777082382	m	Excentricidad						
Pa1(D+E)	11.67183756	Ton/m	Fuerza Horizontal						
Pa2(D+L+E)	12.56207279	Ton/m	Fuerza Horizontal						
Pa3(D+E+EQ)	25.19906299	Ton/m	Fuerza Horizontal						
$\Sigma Fv1(D+E)$	33.6	Ton/m	Fuerza Vertical						
$\Sigma Fv2(D+L+E)$	33.6	Ton/m	Fuerza Vertical						
$\Sigma Fv3(D+E+EQ)$	33.6	Ton/m	Fuerza Vertical						
C	N_c	N_q	S_c	d_c	q	S_q	d_q	γ	B'
2	25.79	14.7	1.362438998	1.069895393	1.6	1.33809854	1.052301032	1.6	5.72283781
			1.37231598	1.068041174		1.34731221	1.050913564		5.87879333
			1.281563819	1.089971845		1.26265473	1.067323755		4.44583524
N_{γ}	S_{γ}	d_{γ}	L	qult		qadm(qult/FS)	FS	3	
10.9	0.74565165	1	9	Q1(D+E)	145.5149374	48.50497912			
	0.7387203	1		Q2(D+L+E)	146.7715367	48.92384557			
	0.80240732	1		Q3(D+E+EQ)	134.8549449	44.95164829			

Fuente: Autor

ANEXO D: EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN

EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN MÉTODO SEED E IDRIS

Tabla D-1- Método seed e idris

EVALUACION POTENCIAL DE LICUACION														
(ensayos dinamicos de SPT)														
Metodo simplificado														
Metodo de Seed e Idris (1982)														
PARAMETROS:														
γ	=	1.8												
			g/cm ³											
σ _{vo}	=	0.54												
			kg/cm ²											
σ _{vo'}	=	0.54												
			kg/cm ²											
profundidad de la prueba	=	300												
			cm											
N _{SPT}	=	10												
profundidad nivel freatico	=	800												
			cm											
γ H ₂ O	=	1												
			g/cm ³											
Presion de poro	=	0.000												
			kg/cm ²											
z	=	3												
			m											
FORMULA:														
N_{1.60}		=	RESULTADO:											
= (N _{SPT} *(1,7/(σ _{vo} +0,7))+N _r)		=	13.70967742	N _{1.60}										
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%; text-align: center;">N_r</td> <td style="width: 5%;">=</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">0</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>					N_r	=	0							
N_r	=	0												
CRR		=	0.152329749	CRR										
= Na/90														
CSR		=	0.2172625	CSR										
= 0,65*((a _{max} /g)*(σ _{vo} /σ _{vo'}))*r _d														
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%; text-align: center;">a_{max}/g</td> <td style="width: 5%;">=</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">0.35</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">r_d</td> <td>=</td> <td style="text-align: center;">0.955</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>					a _{max} /g	=	0.35			r _d	=	0.955		
a _{max} /g	=	0.35												
r _d	=	0.955												
1.3	≤	Fs=CRR/CSR Arenas saturadas	=	0.701132267										
			Licuacion											

Fuente: Software Freeware distribuido da geologi.it
Studio Geologico Dott. Sebastiano Giovanni Monaco

EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN MÉTODO IWASAKI

Tabla D-2- Método de Iwasaki

EVALUACION POTENCIAL DE LICUACION												
(ensayos dinamicos de SPT)												
Metodo simplificado												
Metodo de Iwasaki et al. (1978) modificado (1984)												
PARAMETROS:												
γ	=	1.8	g/cm ³									
σ_{vo}	=	0.54	kg/cm ²									
σ_{vo}'	=	0.54	kg/cm ²									
profundidad de la prueba	=	300	cm									
profundidad nivel freatico	=	800	cm									
γ_{H2O}	=	1	g/cm ³									
Presion de poro	=	0	kg/cm ²									
z	=	3	m									
N_{spt}	=	5										
d_{50}	=	1.5										
M	=	7.4										
MSF	=	1.05	si $M \leq 7.5$									
		1.03	si $M > 7.5$									
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>CRR=</td> <td>Resistencia del terreno a esfuerzo de corte</td> </tr> <tr> <td>CSR=</td> <td>Esfuerzo cortante inducido por el sismo</td> </tr> <tr> <td>d_{50}=</td> <td>Diametro de la curva granulometrica correspondiente al pasante al 50%</td> </tr> <tr> <td>V_s=</td> <td>Velocidad onda de prueba sismica refraccion</td> </tr> </table>					CRR=	Resistencia del terreno a esfuerzo de corte	CSR=	Esfuerzo cortante inducido por el sismo	d_{50} =	Diametro de la curva granulometrica correspondiente al pasante al 50%	V_s =	Velocidad onda de prueba sismica refraccion
CRR=	Resistencia del terreno a esfuerzo de corte											
CSR=	Esfuerzo cortante inducido por el sismo											
d_{50} =	Diametro de la curva granulometrica correspondiente al pasante al 50%											
V_s =	Velocidad onda de prueba sismica refraccion											
FORMULA:			RESULTADO:									
CRR	=	$0,0882 \cdot E16 \cdot \text{RAIZ}(E9+0,7)+0,225 \log(0,35/E17)$	si $0,04 \leq d_{50} \leq 0,6$	=	0.348871593	CRR						
CRR	=	$0,0882 \cdot E16 \cdot \text{RAIZ}(E9+0,7)-0,05$	si $0,6 < d_{50} \leq 1,5$	=	0.441076817							
CSR	=	$0,65 \cdot ((a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}')) \cdot r_d \cdot 1/MSF$	si $M \leq 7,5$	=	0.167693624	CSR _{M≤7,5}						
			si $M > 7,5$	=	0.169428805	CSR _{M>7,5}						
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>a_{max}/g</td> <td>=</td> <td>0.35</td> </tr> <tr> <td>r_d</td> <td>=</td> <td>0.7705</td> </tr> </table>					a_{max}/g	=	0.35	r_d	=	0.7705		
a_{max}/g	=	0.35										
r_d	=	0.7705										
$F_s = CRR/CSR$	>	1		=								
	si	$M \leq 7.5$	si $0,04 \leq d_{50} \leq 0,6$		2.080410605	Verificado Fs						
			si $0,6 < d_{50} \leq 1,5$		2.630253951	Verificado Fs						
	si	$M > 7.5$	si $0,04 \leq d_{50} \leq 0,6$		2.05910438	Verificado Fs						
			si $0,6 < d_{50} \leq 1,5$		2.603316585	Verificado Fs						

Fuente: Software Freeware distribuido da geologi.it
Studio Geologico Dott. Sebastiano Giovanni Monaco

EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN MÉTODO TOKITMATSU E YOSHIMI

Tabla D-3- Método de Tokimatsu e Yoshimi

EVALUACION POTENCIAL DE LICUACION										
(ensayos dinamicos de SPT)										
Metodo simplificado										
Metodo de Seed e Idris (1971), modificado por Tokimatsu & Yoshimi (1983) y simplificado por GNDT-CNR										
PARAMETROS:										
γ	=	1.8	g/cm ³							
σ _{vo}	=	0.54	kg/cm ²							
σ _{vo'}	=	0.54	kg/cm ²							
profundidad de la prueba	=	300	cm							
N _{SPT}	=	10								
profundidad nivel freatico	=	800	cm							
γ H ₂ O	=	1	g/cm ³							
Presion de poro	=	0.000	kg/cm ²							
z	=	3	m							
FORMULA:										
N_{1.60}		=	RESULTADO:							
$N_{1.60} = N_{SPT} * (1,7 / (\sigma_{vo} + 0,7)) + N_f$		=	13.70967742	N _{1.60}						
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%; text-align: center;">N_f</td> <td style="width: 5%;">=</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">0</td> </tr> </table>					N_f	=	0			
N_f	=	0								
CRR		=	0.159531489	CRR						
$CRR = 0,2565 * [0,16 * RadQNa + (0,2133 * RadQNa)^{14}]$		=	0.2172625	CSR						
CSR		=	0.2172625	CSR						
$CSR = 0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}')) * r_d$										
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%; text-align: center;">a_{max}/g</td> <td style="width: 5%;">=</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">0.35</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">r_d</td> <td>=</td> <td style="text-align: center;">0.955</td> </tr> </table>					a_{max}/g	=	0.35	r_d	=	0.955
a_{max}/g	=	0.35								
r_d	=	0.955								
F_s=CRR/CSR		>	1.3	Arenas sueltas						
		>	1.5	Arenas medianamente densas						
		=	0.734279911	Licuacion						
				Licuacion						

Fuente: Software Freeware distribuido da geologi.it
Studio Geologico Dott. Sebastiano Giovanni Monaco

EVALUACION POTENCIAL DE LICUACION METODO ANDRUS Y STOKOE

Tabla D-4- Método de Andrus y Stokoe

EVALUACION POTENCIAL DE LICUACION					
(pruebas de refracción sísmica)					
Metodo simplificado					
Metodo de Andrus y Stokoe (1997) modificado					
PARAMETROS:					
γ	=	1.8	g/cm ³		
σ_{vo}	=	0.54	kg/cm ²		
σ_{vo}'	=	0.54	kg/cm ²		
profundidad de la prueba	=	300	cm		
profundidad nivel freatico	=	800	cm		
γ_{H_2O}	=	1	g/cm ³		
Presion de poro	=	0	kg/cm ²		
z	=	3	m		
V_s	=	120			
V_{s1c}	=	220	m/s	FC<5%	FC=20%
				220	210
				FC>35%	200
V_{s1}	=	139.99			
M	=	6.0			
MSF	=	2.09	se M≤7.5		
	=	1.77	se M>7.5		
FORMULA:				RESULTADO:	
V_{s1}	=	$V_s(1/\sigma_{vo})^{0.25}$		139.99	V_{s1}
CRR	=	$0,03 * (V_{s1}/100)^2 + (0,9/(V_{s1c}-V_{s1})) * (0,9V_{s1c})$		0.065944795	CRR
CSR	=	$0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}')) * r_d * 1/MSF$	si M≤7.5	0.083936528	CSR_{M≤7.5}
			si M>7.5	0.09904242	CSR_{M>7.5}
a_{max}/g	=	0.35			
r_d	=	0.7705			
F_s=CRR/CSR	>	1	si M≤7.5	0.785650734	Licuacion
			si M>7.5	0.665823741	Licuacion

Fuente: Software Freeware distribuido da geologi.it
Studio Geologico Dott. Sebastiano Giovanni Monaco